结构设计专家入门

[钢结构篇]

[日] 青木博文　编
[日] 青木博文　细泽治　成原弘之　著
福荣昇　译

中国建筑工业出版社

VISIT…

LANZAROTE Caliente.com

结构设计专家不仅能够创造出丰富多彩的建筑空间，而且可以推算和预测出建筑物在固定荷载与随机外来作用（如地震作用，风荷载）下，结构本体部分如何发生变化和发生破坏的过程。

根据建筑法规，抗震计算途径有多种，得出的解答亦有多种，但实际上，建筑物结构主体的变化过程仅只有一种。

而结构设计专家，就能判断出合适的计算途径和正确的答案，并且能充分掌握由于计算途径的不同而引起答案不同的理由及原因。

努力吧！在钢结构设计领域中去成长为结构设计的专家！



经销单位：各地新华书店、建筑书店
网络销售：本社网址 http://www.cabp.com.cn
网上书店 http://www.china-building.com.cn
博库书城 http://www.bookuu.com
图书销售分类：建筑结构与岩土工程（S10）

ISBN 978-7-112-13801-2

(21574) 定价：69.00 元

结构设计专家入门

［钢结构篇］

［日］ 青木博文 编

［日］ 青木博文　细泽治　成原弘之 著

福荣昇 译

中国建筑工业出版社

著作权合同登记图字：01-2011-5330 号

图书在版编目（CIP）数据

结构设计专家入门［钢结构篇］/（日）青木博文编，（日）青木博文，细泽治，成原弘之著；福荣昇译. —北京：中国建筑工业出版社，2011.12
ISBN 978-7-112-13801-2

Ⅰ.①结… Ⅱ.①青… ②细… ③成… ④福… Ⅲ.①建筑结构-结构设计 ②钢结构-结构设计 Ⅳ.①TU318 ②TU391.04

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2011）第 237371 号

構造設計のプロ入門（鉄骨造建築編）
財団法人日本建築センター—2009 年発行
編・著/青木博文　著/細澤治・成原弘之
本书由财团法人日本建筑中心授权我社独家翻译出版

责任编辑：赵梦梅　刘文昕
责任设计：董建平
责任校对：陈晶晶　王雪竹

结构设计专家入门
［钢结构篇］
［日］青木博文　编
［日］青木博文　细泽治　成原弘之　著
福荣昇　译
*
中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）
各地新华书店、建筑书店经销
北京红光制版公司制版
北京建筑工业印刷厂印刷
*
开本：787×1092 毫米　1/16　印张：21　字数：535 千字
2012 年 3 月第一版　　2012 年 3 月第一次印刷
定价：**69.00** 元
ISBN 978-7-112-13801-2
（21574）
版权所有　翻印必究
如有印装质量问题，可寄本社退换
（邮政编码 100037）

原 书 前 言

结构设计者的素质和其所作设计・施工建筑物的质量有很深的关系。2005 年 11 月发现的“抗震强度伪装事件”，结构设计者的素质也成为最重要关心的问题。“伪装”问题，已不仅局限在建筑方面，包括食品等各种行业都已涉及，成为日本社会的大问题。如何使结构设计者能保持作为个人职业的荣誉和责任感，必须确保结构设计者的社会地位的向上以及其损害赔偿保证能力的培养。

结构设计是将有关各种技术的分析、综合后取最优化值的平衡设计工作，其牵涉作为结构设计者应有的感觉。因为在错综复杂的设计条件中必须具备最准确的综合判断力。

本书是为结构设计专业者、特别是对将来想成为钢结构设计领域专家的对象入门而编写的。也就是，以大学学习过结构力学、钢结构设计等基础科目的大学毕业生、硕士生而又积累一定的实际工程设计经验的工程技术人员为对象。其技术水平是能理解保有水平承载力计算及极限承载力计算，并且在实施设计中能达到施工图审查、设计合适性判断的合格水准。

本书的执笔者，有从事结构力学、钢结构设计的教学和研究经历近 40 年的大学教授，有活跃在结构设计第一线 30 年以上的结构设计部门的负责人，以及总承包建筑公司的技术研究所的钢结构专家共 3 人组成，根据其个人的擅长专业分别执笔。有关施工图设计内容方面，亦得到“大成建设建筑结构学习会”的大力协助，在此深表感谢。

编著者以退休为契机，能使本书作为 BCJ 中的一册著书出版。从本书的最初的编辑到最后的出版始终得到（财团法人）日本建筑中心的大力协助，在此表示衷心的感谢。

青木博文

2009 年 4 月

中 文 出 版 序

2011年3月11日14：46(日本时间)，震中在日本宫城县雄鹿半岛海上的东北地区太平洋近海发生了日本地震观测历史上最大的震级M9.0的特大地震。其震源区域波及了从岩手县海上到茨城县海上的南北长约500km，东西长约200km的广域范围。此次特大地震后发生的海啸，根据地方的不同从10m至最高40.5m的波高的发生，给日本东北地区的太平洋沿岸部带来了毁灭性的灾害。

并且又由于地震的激烈摇晃产生地基液化现象，引起地表下沉、水库决口等，致使日本北海道、东北、关东的广大区域受害甚大，各种城市交通和基础生活设施也受到很大损害。至2011年6月30日时刻，震灾的死者、失踪者达2万人以上，建筑物的全坏、半坏合计21万户以上，避难者顶峰时达到40万人口以上，停电家庭800万户以上，断水家庭180万户以上。政府预计此次特大震害的经济损失达日元16～25兆。受地震和海啸的作用，东京电力福岛第一核电站，由于丧失了全电源变得不能冷却核反应堆，发展成为泄漏大量的放射性物质的重大原子能事故。致使周边一带的居民被强迫长期避难。其他区域的发电站也有不同程度的损失，以致关东、东北地方陷人了严重的电力不足。

以上是根据日本新闻媒体报道的东日本大震灾的概要。此次地震，是由于地震震源地壳层的断裂引起海啸的发生，继而引发原子能发电设施的爆炸的复合性灾害。发生如此重大的灾害，哪部分属于自然灾害，哪部分属于人祸，需要冷静地进行分析。此次复合灾害中的关键，当然是由于巨大地震而引起的海啸。是因为海啸“远远地超过预计的程度”。本来，建筑物的结构设计，起始于先根据其特征设定外力的种类和大小。一般设计外力的大小是通过建筑法律被定义，规定而求得，最终考虑其经济的效益以设计者的责任来决定。但是实际上发生的外力大小，要确定地震作用力准确程度的预测是远远超过人类能力的极其困难的工作。当外力超过预测大小时，联想建筑物是如何发生破坏，并预先实施减少灾害的措施也是设计者的责任和义务吧。

本书的翻译，得到了曾在日本横滨国立大学大学院建筑学专业青木研究室(建筑结构领域：钢结构专业)的毕业留学生们的努力，才有此机会能在中国以中文出版发行，在此向各位翻译者表示谢意。并且本书内容是根据日本的法律而编著的，对于中国法律而言势必有部分差异存在。为此，明确其差异，理解钢结构设计的要领，相信必能得到一定的参考价值。本书如能对中国的读者在钢结构设计领域起到参考作用，作为编著者将深感荣幸。

横滨国立大学名誉教授　青木博文

2011年6月30日

译　者　序

本书《结构设计专家入门》由日本著名钢结构学者、日本横滨国立大学名誉教授青木博文编著，钢结构设计专家细泽治先生和成原弦之先生共同合著。本书与一般钢结构教科书不同，是专为从事结构设计者，特别是对将来想成为钢结构领域的专家对象者的入门而编写的。本书的编著者是日本钢结构学术界从事教学和研究经历超过40年的著名教授；合著者是从事钢结构设计、施工第一线的国际著名建筑总包公司设计本部的总负责人和技术研究所的专家。

本书偏重于钢结构设计技术的介绍，既涉及必要的基础理论，又突出了日本钢结构行业近10年中的发展新动向。书中既介绍了一般世界通用的基本容许应力度设计法和极限承载力设计法，又介绍了日本抗震设计的独特的保有水平承载力设计法，而且作者又在材料方面介绍了高强度钢，低屈服钢及耐火钢等；在结构体系方面亦阐述了近年流行的高层巨型结构，大跨度张拉结构以及隔震和消能减震结构。本书亦提及了近年长周期地震对高层建筑和超高层建筑的影响，应引起广大读者的注意。除此之外，本书对钢结构的关键部位的梁柱接合部、构件连接部以及柱脚连接部分等进行了详细的阐述。最后对钢结构的加工、制作、安装过程中的关键技术和质量管理也作了大量具体的介绍。

在本书最后校审阶段，2011年3月11日日本遭遇有史以来最大的东日本大地震。震中为宫城县海域震级为M9.0。此次地震给日本的经济尤其是东北地区的宫城县和福岛县带来巨大损失，特别是福岛原子能发电站的泄漏事故，至今仍未安全解决。从震灾状况来看，灾害最大原因来自地震后的巨大海啸，而直接由地震原因引起的建筑物等倒塌的事例则很少，日本先进的抗震结构设计技术再次得到自然灾害的验证。

本书在翻译过程中得到原编著青木博文教授的热情支持；原著者细泽治先生、成原弦之先生对译者的质疑作了回答和指导。并且，本书在翻译酝酿及组织过程中，得到日本横滨国立大学现任教授田川泰久先生的大力支持和帮助。

本书的翻译初稿中，第1、第2章由张晓光、第3、第5章由福荣昇、第4、第6章由姜凤洙、附录1～附录3由福荣昇承担。全书校审由福荣昇承担；黄德琳博士参加了部分校审工作。

本书不仅可供从事结构设计工作的工程技术人员阅读，也可供钢结构设计工程技术人员，高校学者和研究人员等各方向人士阅读和利用。

因译者本人的知识水平有限，如对原著有理解不够和译文不当之处，敬请阅者给予指教为盼。

福荣昇

2011年7月3日　于上海

目　　录

第 1 章　钢结构的特征和结构形态 ………………………………………… 1
1-1　钢结构的选择 ………………………………………………………… 3
1-2　钢结构的结构形式 …………………………………………………… 5
1-3　自然界中的结构形态 ………………………………………………… 7
1-4　结构形态的分类 ……………………………………………………… 11
1-5　形态创新 ……………………………………………………………… 17

第 2 章　钢结构设计的基本概念 ……………………………………………… 21
2-1　结构计算和结构设计是反复的过程 ………………………………… 23
2-2　要考虑荷载和结构承载力的离散性 ………………………………… 23
2-3　结构性能的极限状态 ………………………………………………… 24
2-4　抗震设计的若干概念 ………………………………………………… 26
2-5　抗风设计若干概念 …………………………………………………… 41
2-6　承受雪荷载建筑物设计时的若干概念 ……………………………… 45
2-7　疲劳及温度应力 ……………………………………………………… 51
2-8　有关居住性能的振动问题 …………………………………………… 56
2-9　建筑物的性能设计 …………………………………………………… 65

第 3 章　构件的性能和结构区分 ……………………………………………… 71
3-1　极限状态下的截面性能 ……………………………………………… 73
3-2　屈服弯矩和全塑性弯矩 ……………………………………………… 73
3-3　局部失稳和塑性变形能力 …………………………………………… 75
3-4　弯曲屈曲时的压缩承载力 …………………………………………… 78
3-5　横向失稳时的弯曲承载力 …………………………………………… 79
3-6　支撑构件的设计 ……………………………………………………… 82
3-7　压缩构件的设计 ……………………………………………………… 87
3-8　梁的设计 ……………………………………………………………… 90
3-9　柱的设计 ……………………………………………………………… 100
3-10　主体架构的结构区分 ……………………………………………… 103

第 4 章　连接部的性能 ………………………………………………………… 107
4-1　钢结构的连接部分 …………………………………………………… 109
4-2　焊接拼接 ……………………………………………………………… 109

4-3 高强螺栓连接 …… 112
4-4 螺栓连接 …… 116
4-5 构件的拼接节点和(梁柱)连接节点 …… 117
4-6 梁柱节点域连接板的剪切变形 …… 122
4-7 梁端焊接连接部防止脆性破坏的设计 …… 124
4-8 柱脚 …… 128

第 5 章 抗震设计法 …… 139
5-1 以建筑物规模来区分的结构计算方法 …… 141
5-2 与钢结构相关联的技术规程 …… 145
5-3 保有水平承载力计算 …… 149
5-4 极限承载力计算 …… 190
5-5 结构时程分析法 …… 211
5-6 根据能量守恒定律的抗震计算法 …… 217
5-7 隔震结构 …… 224
5-8 消能减震结构 …… 231

第 6 章 钢结构的种类 …… 235
6-1 一般办公大楼 …… 237
6-2 超高层建筑 …… 242
6-3 仓库、工厂以及商场建筑 …… 251
6-4 大空间结构 …… 261
6-5 轻型钢结构 …… 264
6-6 新型钢结构 …… 266

附录 1 结构用钢材 …… 269
A1-1 指定建筑材料 …… 271
A1-2 容许应力度以及材料强度的基准强度 F …… 272
A1-3 建筑结构用钢材(SN 材) …… 273
A1-4 TMCP 钢 …… 276
A1-5 STKR 钢材和冷却成型方钢管 …… 280
A1-6 建筑结构用高性能钢管 …… 286
A1-7 有特殊性能的钢材 …… 286
A1-8 结构用钢材的形状和尺寸 …… 292

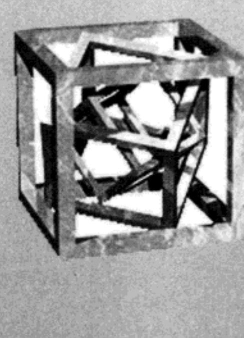
附录 2 钢结构制作 …… 295
A2-1 焊接处的强度·延性确保和质量保证 …… 297
A2-2 钢结构加工厂的等级(S，H，M，R，J) …… 297

A2-3　钢结构构件制作的质量管理体系 …… 298
A2-4　钢结构制作加工的流程 …… 301

附录 3　基本事项的解说 …… 309
A3-1　荷载系数・承载力系数设计法 …… 311
A3-2　质点系振动模型和反应谱 …… 312
A3-3　多质点体系模型的固有周期和振型矩阵 …… 313
A3-4　多质点体系振动模型的地震反应 …… 314
A3-5　地震的震级和烈度 …… 316
A3-6　钢材的屈服比和结构主架构的塑性延性能力 …… 318
A3-7　影响钢材性能的化学成分 …… 320
A3-8　钢材的焊接性和化学成分(碳素当量和焊接裂纹敏感性) …… 321
A3-9　钢材的韧性和破坏 …… 322

第 1 章

钢结构的特征和结构形态



1-1 钢结构的选择

建筑是为人类提供安全、舒适的生活环境，从自然界中将舒适的生活环境和空间隔离开来的一门科学。它是伴随着人类的历史而存在和发展的。一座建筑物的优劣与否，固然取决于业主个人的评价，但也深深地受到建筑年代、区域性和建筑物的应有功能的影响。几乎所有的建筑物都是在单独设计和施工中诞生的，但都充分反映了其所处时代的思想和科学技术水平，是社会性的产物。

建筑结构体是为了满足建筑上的各种性能要求的空间基本构件。其性能要求是指，以建筑物的空间造型和功能为主，此外还要求其具有安全性、耐久性、防火性、可居住性（防振）、隔声性，并且具有施工工期的可计划性、施工的可能性和造价上的经济性。建筑物的结构形式可分为木结构、钢筋混凝土结构、钢结构、（型钢）劲型钢筋混凝土（SRC）结构、膜结构及由上述结构复合而成的钢管混凝土结构。它们是用各式各样的建筑材料，根据不同的结构形式组成的。由于所使用的建筑材料不同，所以结构形式具有各种特征和特有性能。而建筑结构的设计与施工就是如何灵活地运用这些材料的性能以满足建筑物所需的功能。一个成功建筑物的诞生，与其如何恰当地使用这些建筑材料的特征息息相关。因为建筑材料的使用直接影响着建筑物的安全和使用寿命，所以正确地理解建筑材料的特征和性能，灵活地选用合适的材料就显得格外重要。

按照结构种类不同，一般有如下特点：

① 钢结构：工期短、易施工、结构的跨度大、适用于高层建筑（需注意压杆稳定问题）；

② 钢筋混凝土结构：具有耐久性、可居住性、隔声性能较好、造价经济；

③ 劲型（型钢）钢筋混凝土（SRC）结构：具有高韧性、高强度、耐久性、防火性、可居住性、隔声性能好；

④ 钢管混凝土结构：具有高韧性、高强度、耐久性、防火性。

那么，如何选择结构种类呢？

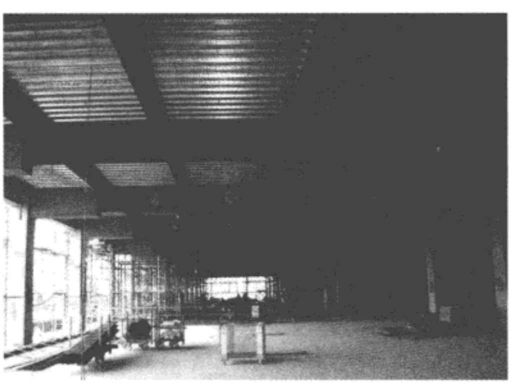
首先，是保证施工工期，特别是如何能像工厂制作产品一样，尽快出厂。对于有这样要求的建筑物应选择钢结构。钢材在构件制作加工厂内经过切割、焊接、防锈处理等工序形成构件。然后，将不同构件搬入施工现场，利用吊车等进行建筑结构吊装。与其他种类的结构相比，具有短工期的优点。另外，构件的连接方式也大大影响工期，靠摩擦传递应力的高强度螺栓连接形式比全焊接的连接方式优越，而且也易于质量控制管理。不过高强度螺栓连接需要连接盖板，从降低造价出发，近期还是有很多项目采用全焊接连接方式。由于钢筋混凝土结构构件也可以采用预制形式在工厂制作，在达到与采用钢结构所需工期大体相同的情况下，也可采用钢筋混凝土结构形式。但采用混凝土预制构件会增加费用，又由于其自重大，与钢结构比，现场吊装需要大型起重设备，因此要综合考虑施工费用是否增加。

其次，工程造价也是一个重要因素。日本的建筑物都要求抗震，建筑物的墙比较多时，墙面采用钢结构支撑也利于降低造价。此时，钢结构支撑所负担的地震力越高对造价越有利。另外，由于基础造价对整体造价的影响很大，所以当地基不良时，采用钢结构可使建筑物自重降

低，这样就可以降低基础部分的造价。工期的长短对施工造价也有很大影响，采用钢结构可以缩短工期，从而降低造价。

建筑物的高度不同，采用的结构形式也不一样。对于超高层建筑，由于底层的柱构件所承受的轴力很大，采用单位强度高的钢结构材料能使柱构件的尺寸减小，从而增加建筑上的使用面积。但近年来由于高强度等级混凝土的开发和应用，令诸如抗压强度为 150N/mm^2 的混凝土材料制成的钢筋混凝土结构出现。这使得采用钢结构形式的超高层建筑在逐渐减少。特别是高度超过 300m 的超高层建筑，作用于建筑物上的水平力往往不是由地震作用而是由风荷载来决定的，在考虑因风荷载引起的建筑物的振动时，由于钢筋混凝土结构自重大、刚度也大，所以其居住性能更为有利。国外的超高层建筑采用钢筋混凝土结构的也很多。其中高度超过 800m 的世界第一超高层建筑阿拉伯酋长国迪拜哈利法塔就是其中一例。

当然，结构形式的选择也影响着建筑物所要求的空间性能。最近，灵活的大空间布置也成了普遍的建筑需求倾向，即使是办公大楼也要求提高柱的间距、加大梁的跨度。在需采用大跨度梁的情况下，显然自重轻的钢梁最为有利。一般跨度大于 15m 时往往选用钢梁。此时，柱子不仅可以采用钢柱，也可以采用钢筋混凝土形式的“复合结构”方案（参照照片-1.1.1）。钢筋混凝土大梁内配置预应力钢筋来限制和控制裂纹的发生，使得混凝土预应力结构也能满足大跨度建筑的要求。但在造价上比钢梁要高一些。最近，又开发出了不用高强度钢丝，而是直接采用高强度主筋，并直接在主筋上导入施加预应力的工艺，其效果与预应力钢筋混凝土结构的梁相同（参见照片-1.1.2）。这样即使采用钢筋混凝土结构的形式，也可以达到大跨度、低成本满足大跨度建筑需要。



照片-1.1.1　柱 RC・梁 S 的复合结构



照片-1.1.2　采用了高强度钢筋的预应力梁

近年来，整个日本社会对建筑物的长寿命化又有了更大的期望，即所谓的建筑物寿命要达到 200 年。一般日本在地震方面对建筑物的耐久性有较多的规定。其现行建筑基本法中的“罕遇地震”是指烈度为 5 度的中等地震发生时，规定建筑物的主要构件不能损坏，从而可继续使用；“极其罕遇地震”是指烈度为 6 度的大地震，规定即使建筑物的主要构件受到损坏，但建筑物不能倒塌，以保证人的生命财产安全。对于上述的 6 度地震来讲，地震发生时主要构件受到损坏，允许建筑物有残留变形，建筑基本法将在不远的将来在抗震规定中规定建筑物的寿命为 200 年。

照此也出现了如下动向，即当 7 度的极其罕遇大地震发生时，主要结构构件的应力与变形

保持在弹性范围内，以实现 200 年建筑物的寿命。在钢结构及钢筋混凝土结构领域，都开始了超高强度材料的研发利用。如钢结构中被称之为“超钢铁”的材料，其抗拉强度为 800～1000N/mm^2，人们正期待着这种钢材的使用（关于震度的内容可见附录 3 A3-5）。

1-2 钢结构的结构形式

钢结构的结构形式一般为框架结构、支撑结构、桁架结构、拱形结构，以及用上述结构组合起来的平面结构系统、空间结构系统、薄壳结构等等。这些结构形式中，除桁架结构以外，虽然说都不是钢结构原来固有的结构形式，但都是钢结构中常用的结构形式。

(1) 框架结构

框架结构，是由垂直的柱构件和水平方向的梁构件，以梁柱构件的刚性连接形式，形成通过梁柱构件的抗弯刚度来抵抗外力的结构形式。纯框架结构因无垂直支撑和结构墙体等抗侧刚性特别大的要素，地震时的水平力不会集中在结构的某一部分，因此偏心很小。又由于整个结构的构件刚度分布均匀，可以实现以变形为主的结构形式。不过在设计时必须验算弯曲构件的局部失稳问题，并通过梁柱构件的宽厚比来限制构件失稳。若梁柱的横截面太小，整个框架的刚度会变小，水平外力作用下会产生过大的变形（图-1.2.1）。

(2) 支撑结构

支撑结构是在梁柱构件所在的平面内，沿斜向设置支撑构件（斜向支撑——斜撑）而形成的结构形式，它是依靠斜撑轴向刚度来抵抗外力的形态。水平方向的荷载作用下，在梁、柱及斜撑构件中引起轴力。它与仅靠抗弯刚度的框架结构相比，刚度更大。斜撑有拉、压斜撑之分。受压斜撑若出现失稳现象会使强度急剧下降，一般情况下抗侧变形能力很小。压杆在失稳时的应力并不取决于材料的屈服强度，而是与构件长细比的平方成反比。因支撑构件的长细比不同而引起的失稳现象也不同。长细比越小，由弯曲失稳引起的杆件的轴向变形越不易发生，所以接近于框架结构的力学性能；相反地，长细比越大，杆件的轴向变形会突然发生，杆件会立即失稳。最近已开发出能防止发生失稳现象的斜撑杆件，这种杆件即使在地震的反复荷载作用之下，也能保持稳定，因此它同框架结构一样都具有同等抗变形的能力（图-1.2.2）。

(3) 桁架结构

桁架结构，一般都是由三角形为基本单元组成的静定结构。理论上其杆件的连接节点多为铰接。但实际应用时，节点多采用高强度螺栓连接，接近刚接节点，因此应当按实际情况予以分析。由桁架形式组成的桁架梁，用竖杆和斜杆将上、下弦杆件连接成桁架梁受力体系。原则上各杆件仅产生轴力。与单一的 H 型钢梁相比，桁架梁的抗弯刚度、抗剪刚度都比较大。因此对于大跨度的梁，只有采用自重轻而刚度大的钢桁架梁才有可能实现。

桁架结构也可以应用在柱构件中，它往往用在层高很大的工厂结构中。这种桁架结构与框架结构相比较，若仅从用钢量少这一点出发，可谓最经济的结构形式。但桁架结构的连接点多，因此要控制包括加工费在内的造价（图-1.2.3）。

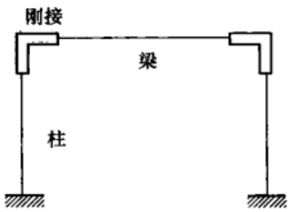


图-1.2.1　框架结构

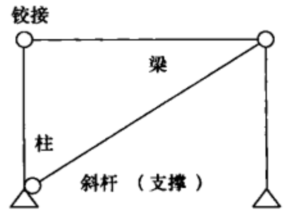


图-1.2.2　支撑结构

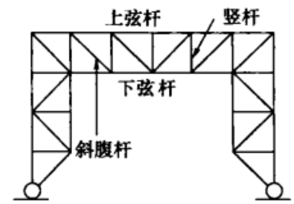


图-1.2.3　桁架结构

(4) 巨型结构

此类型的架构是基于技术革新和土木工程界的需要而出现的巨大结构。此种结构，由梁柱基本构件组成巨型桁架梁柱构件，最终形成巨大的框架结构体系。这种结构具有很大的刚度，多用于超高层建筑或无柱的大空间建筑上（图-1.2.4）。

(5) 框筒结构

框筒结构是在建筑物的外周，设置密集的外柱与外梁，形成建筑物的整体成为固定在地基上的悬臂梁。由于筒四周的外侧面能够抵御水平荷载，内部的结构无需具备水平刚度，因此容易构成大空间结构。这种框筒结构可以是由柱与梁构成的外侧框架形式（图-1.2.5），也可以在由梁柱构成的外侧框架外侧设置斜撑而形成外桁架框筒形式（图-1.2.6）；还可以在外侧框架与内侧筒体的中央再设置框架，形成“筒中筒”形式，此时，内侧框筒和外侧框架结构共同承受外荷载，增加了水平方向的刚度，内部筒体结构也有的采用钢筋混凝土来实现。

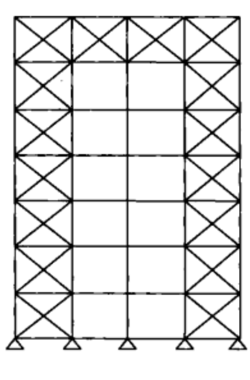


图-1.2.4　巨型结构

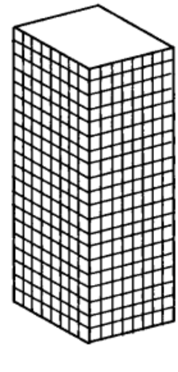


图-1.2.5　框架形式

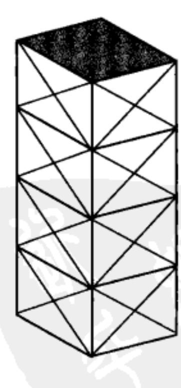


图-1.2.6　桥架形式

(6) 拱形结构

拱形结构是将构件做成曲线形状，此时减小弯曲应力，它比桁架结构更能将垂直方向的外

力转化为构件的轴力。即桁架构造是通过三角形基本单元使外力只能产生杆件的轴力的结构形式，而拱结构是通过结构的形状本身就可以达到上述目的。这种结构由最基本的单个杆件构成，不过由于外力的分布状况，决定了拱形结构需要具有抗弯刚度。当外部集中力或偏心荷载在拱所在的面内产生弯曲现象时，要求拱形结构具有很大的抗弯刚度，这时拱也可以采取桁架拱这一结构形式。拱的支点会产生较大的水平推力，这些水平推力的处理将成为拱结构设计的重点（图-1.2.7）。

(7) 空间结构

立体结构，是利用三维空间来抵抗外力形态的结构，它适用于大空间结构。按所构成的形式可分为：桁架结构、薄壳结构、钢板结构、穹顶结构等各种结构形式，统称为空间框架。其中，薄壳结构是由基本的拱形结构在空间展开的结构，用整个壳面来抵抗外力，一般情况下多采用钢筋混凝土结构。但随着钢结构的发展，钢板薄壳也应用到了棒球场、体育馆等大跨度建筑中。但采用薄壳体结构时，由于是整个面来抵抗外力，这时考虑的不是单个面的失稳问题，而是要考虑整个薄壳的面外失稳问题。

图-1.2.8 所示的立体结构，因为在面外方向也采用了桁架结构，就呈现了稳定的结构形式。



图-1.2.7　拱形结构

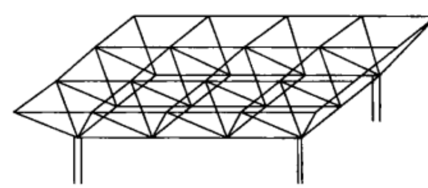


图-1.2.8　立体结构

1-3　自然界中的结构形态

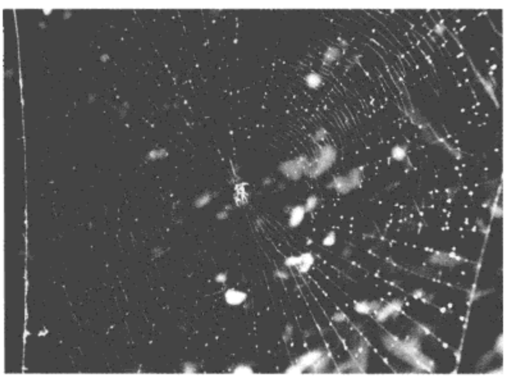
构成建筑物的结构在荷载或外力的作用下应当是稳定的，它应该能把荷载与外力最终合理地传递给地基。为了构筑一个稳定的结构，如何选择结构的形态是非常重要的。在这里，结构形态的“形”在几何学上意味着形状；而形态的“态”则意味着为实现几何学上的形状所采用的结构系统。

在自然界中自然诞生出来的各种形态，是经过长时期的“挫折”不断地进化而孕育出来的结果，可以说它们是合乎自然界的规律而最为合理的形态。对自然界中形成的形态进行修正行为是与建筑的结构形态选择与创新密切相关的。在这里首先介绍自然界中的各种形态，然后以结构力学最基本的力的平衡观点将其分类，最后对各种结构形态进行分析考察。

(1) 蜘蛛网

一般的蜘蛛网如照片-1.3.1所示。它是由从中心向四周以放射状的形式张拉起来的、以“纵丝”为骨架并以“横丝”连接骨架而形成的。这种结构的网称为“圆网”。网最外侧的纵丝叫做“框丝”。蜘蛛网是由直线状（纵丝）及螺旋状（横丝）组合而成。直线状（纵丝）部分，坚硬而具有很强的张拉性；螺旋状（横丝）的部分质地柔软又具有延伸性。直线状的纵丝部分数量很多，起到骨架和保持网的形状的作用；螺旋状的横丝数量也很多，能吸收在捕捉虫子的时候产生的冲击力。不论哪种丝，都具有抵抗风荷载等外力作用的张拉力。这能使人领悟到索网结构和索膜结构的原理。一般索网结构是由拉索及吊索组合而成的，而其屋面及其屋面边缘部分则由又粗又结实的索拉着，以此保持着索网屋面的形状（图-1.3.1）。

蜘蛛网的形成过程是：(a) 乘着风势让丝飞向对侧并将其挂住，形成了这一结构的边缘外框丝最初的一条丝；(b) 在框内设置放射状纵丝；(c) 在纵丝上作为临时脚手架的螺旋状丝完成后，网的全体形状被确定；(d) 由外框逐渐向中心张拉螺旋状的横丝，则整张网（图-1.3.2）织成。为织成整张网，先把可用作临时脚手架的稳定的框丝织成，这些稳妥的制作方法，是对大空间大跨度结构的建造方式的重大启示。



照片-1.3.1 蜘蛛网

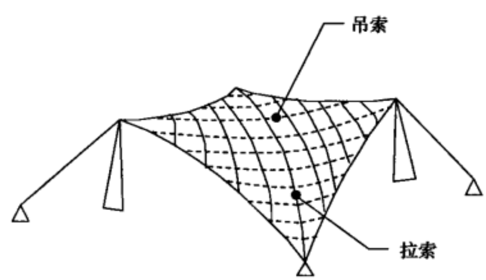


图-1.3.1 网状结构

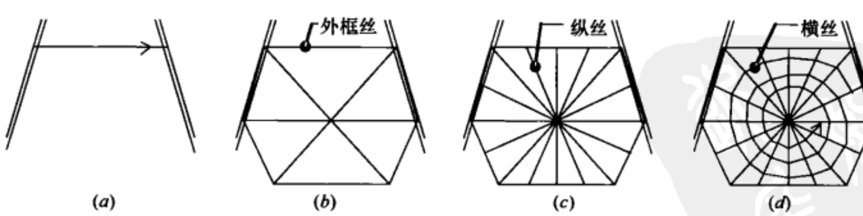


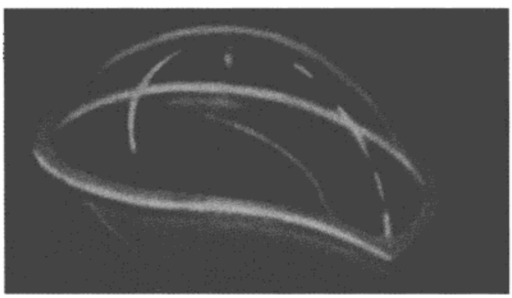
图-1.3.2 蜘蛛网织网过程

(2) 泡（肥皂）膜

用钢丝作成的框在肥皂液中浸透后向上提起，则肥皂泡沫随着钢丝框的任意形状而张拉形成薄膜。这种形状的形成是由于肥皂泡的表面张力与重力相互平衡作用的结果。在肥皂泡沫的

任意点上，其表面张力都是一定值，故此曲面被称为等张力曲面。在数学上，存在平均曲率为零的曲面（平均曲率是曲面上诸点中曲率最陡方向和最缓方向的平均值）。用其他形式来表现，由封闭曲线围成的曲面为最小时称为最小曲面。用薄膜和弯曲刚度很小的钢索形成的支承式膜结构（亦称为吊膜结构），就是应用曲面的一例。

照片-1.3.2 是从钢丝框内沿肥皂泡沫向上缓慢吹气而成的一种形状，它会像气球似的膨胀起来。此时的膨胀曲面也是等张力曲面，与吹气的力相平衡。在数学角度上存在平均曲率为常数（≠0）的曲面。内部加压使其膨胀的屋面膜称为空气膜结构（也称充气膜结构或空气支撑膜结构），它是利用了等张力曲面的性质（图-1.3.3）。产生表面张力并使其保持一定值的曲面，是膜结构的最基本的条件。



照片-1.3.2　肥皂泡

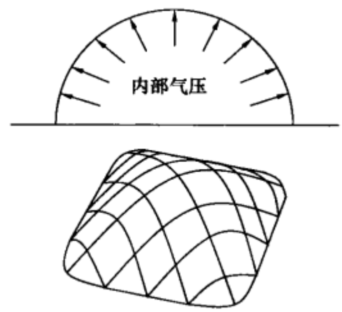
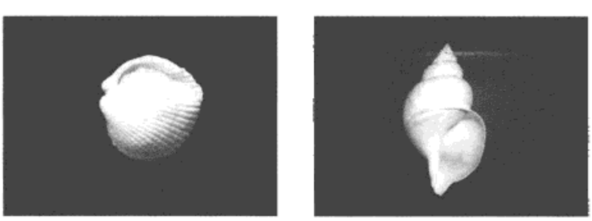


图-1.3.3　空气膜结构

(3) 贝壳

许多软体动物为了支撑自己的身体，或者为了防御外敌的侵犯，在自己身体的外侧长出了一层骨骼状的物质就形成了贝壳。贝壳的形状有：螺旋贝、平贝及双壳贝等，它们都是通过连续的凸曲面形成的结构，贝壳虽然很薄，但能以抗压力较强的形态抵御外部作用的荷载（照片-1.3.3）。建筑上的薄壳结构也是利用此形态，以抗压形式抵抗外力的一种结构形式（图-1.3.4）。



(a)　(b)

照片-1.3.3　贝壳

(a) 双壳贝；(b) 螺旋贝



图-1.3.4　薄壳结构

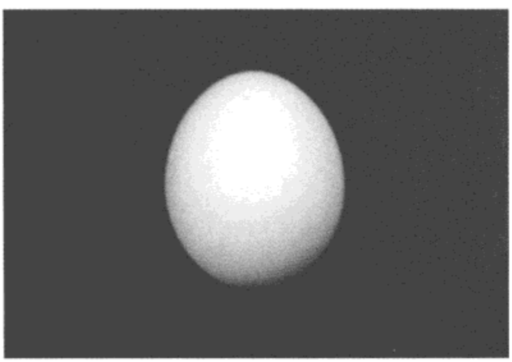
汽车、列车车体、飞机的机体都为单壳体车身，一般它们的断面形状都带有圆弧形。这种结构与贝壳类似，外壳为具有强度的材料所组成，内部的骨架也相当简单，因此形状的本身就

有益于确保强度，同时又能减轻自重。

多数壳体都是以一定的曲率以螺旋状的形式展开，同时彼此间又具有相似性。这些壳体外表看上去似乎像不连续的曲面，但其内部却呈现出空间螺旋状，形成坚硬、连续的空间结构。

(4) 蛋壳

照片-1.3.4 是一枚鸟蛋，其壳的厚度非常薄，仅有 0.25～0.40mm，但在纵向完全具有可以承受一个人的重量而不破碎的强度与刚度。不过，尖锐的物体等以集中力的方式施加于其上的话，由于蛋壳很薄，抗弯能力差，会马上破裂。蛋壳具有能防御外敌、保护自身的功能。但其形态，又能使雏鸟在蛋壳的内部以自身的力量破壳而出。蛋壳和贝壳都同样是薄壳结构具有一种典型的单壳体形态。其形态的对称性使人联想起穹顶结构（图-1.3.5）。可以说它是一个利用其空间立体形状，合理地传递应力，从而抵抗外部荷载的最为有效的例子。



照片-1.3.4 鸟蛋



图-1.3.5 圆屋顶结构

(5) 洞窟

洞窟就像钟乳石洞及溶岩洞，海蚀洞，原来是充满砂土的岩土，由于地下水等原因被长期侵蚀冲击而形成的（照片-1.3.5）。通过侵蚀而形成的穹窿状的空间是通过顶部的岩土在支承着。可以认为被侵蚀掉的那部分岩土的存在，对于形成穹窿形状空间这一点来说，是没有必要的。这样的一个过程，可以看作是结构形态自然形成的过程。这里的穹窿是指拱形的曲面空间，它也有很多种类，图-1.3.6 是连续



照片-1.3.5 钟乳石洞

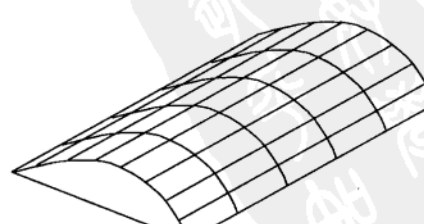


图-1.3.6 隧道式穹窿

的拱形曲面构成的隧道式穹窿结构。

(6) 蜂窝

蜂窝是由规则的正六边形组成的，用这种方式组成的蜂窝不但具有足够的强度，而且自重很轻。在保证强度的前提下，这种形式的巢窝材料用量为最少。结构内部若由多角形元素构成，抵御从各个方向传来的外力，形成具有较大强度的结构。并且六边形、三角形及四边形，它们与圆及其他多边形不同，它们可以组成由同一形状的无空隙的平面和空间，因此提高了强度。而六边形可以组成不规则的平面，且自重轻。此种组成能用最有效的面积来构成轻量、高强度的蜂窝结构，已在各个领域中得到应用（图-1.3.7）。

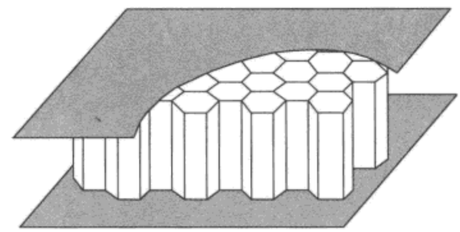


图-1.3.7　蜂窝结构

1-4　结构形态的分类

1-4-1　力的传递

建筑物除了受到自重、活荷载等长期荷载之外，还受到地震、风荷载、雪荷载、温度荷载等各种外力的作用。这些荷载、外力等通过形成建筑物的各构件内部应力的形式，最终传递给地基。

杆件（线材）沿长度方向所受的力为轴向力。由轴力所产生的变形在沿轴向的各截面上都均匀分布。在垂直于杆件轴方向上有外力作用时，杆件会产生剪应力及弯矩，且二者同时存在同时消失。如图-1.4.1 所示，若受力后应力为平面假定成立，则弯矩引起的应变就以杆件截面的几何中心为原点，且上下按直线分布，杆件截面外缘部分的应力为最大。这样一来由弯矩引起的杆件边缘处的应力最大值就决定了整个杆件的安全性，且同时由轴力引起的沿杆件轴向截面的变形大小亦决定整个杆件的安全性。相比之下，轴力是利用整个截面均等传递应力，其效果更为经济合理。

轴力有拉、压之分，在压力作用下，杆件会出现侧向折曲即失稳现象，则细长的杆件就不能充分发挥材料的强度。而同样大的轴力，若是受拉的情况，杆件就不会发生失稳的现象，能够充分有效地发挥材料的性能。

如果把作用在杆件（线材）的力施加给平面板单元的话，除了产生面外剪应力之外还会产生面内剪力，而这个面内剪力与面内轴力相互平衡，和轴力一样，可以充分有效地发挥截面的材料强度（图-1.4.2）。

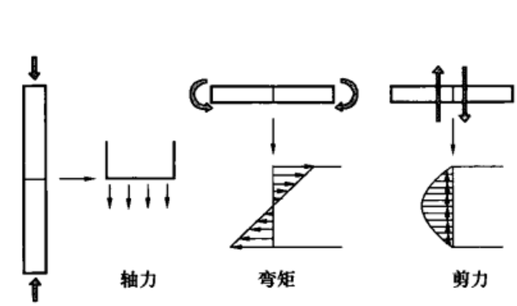


图-1.4.1 作用于杆件上的力

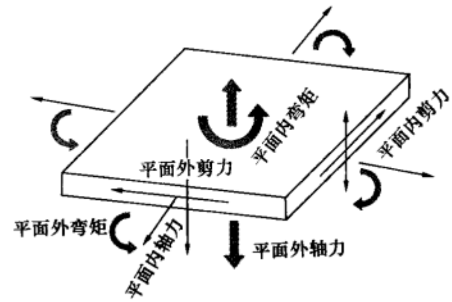


图-1.4.2 作用于板单元上的力

1-4-2 有效承受构件自重的结构形态

以轴力和面内剪力的形式来传递应力，比以面外弯矩形式来传递应力，能更有效地利用杆件的整个截面。从该观点出发，在规划一个建筑物及选择其造型时，应尽量采用以轴力为主导的结构系统，这样的创意才是最合理的。本节内容对传递自重应力的主要结构形态加以说明。

(1) 形态抵抗系统

像图-1.4.3所示的那样，将一根刚性很小的钢丝绳、链条等两端固定，使其下垂，此时所形成的曲线称为悬链曲线，它是靠拉应力支承自重的结构形态。相反，将其上下倒置过来，就变成仅产生压应力的拱状结构形态。这种能承压应力的结构形态称为拱，采用抗压能力较强的坚硬的石材建造成的结构称为石拱。这样的结构形态称为形态抵抗系统，在拉丁语中叫悬垂线，它们都是只能传递轴力的支承结构。

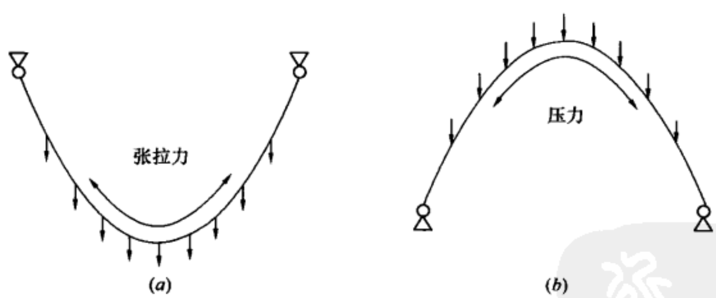


图-1.4.3 形态抵抗系统

(a) 悬链曲线；(b) 拱形

拱是中间部分上凸的曲线形状，有圆弧形拱、抛物线形拱、悬链曲线形拱等几种形式。拱是以抗压为主的形态抵抗系统中的最典型的结构形式。仅受自重而言，悬链曲线是最理想的形状，而圆弧拱结构、抛物线拱则是抗压最为有效、结构产生的弯矩也最小的结构形式。在拱的支点处，会产生向外的水平推力，因此要有相对应的支承结构来保证拱结构的成立。即拱结构

的支承形态，取决于支点处的刚度保证。如图-1.4.4 所示，随着拱结构支点处的刚度的不同，所产生的应力的分布有差异。支点处的刚度小，就不可能仅仅依靠轴力来抵御外力，这时会产生很大的弯矩。

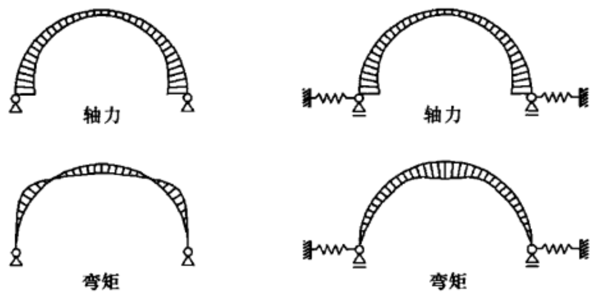


图-1.4.4 不同拱支座的应力分布状况
（上二图表示轴向力；下二图表示弯矩）

穹窿是指拱形曲面下的空间。把拱平行连接起来能形成隧道，而将拱交叉连接起来可以形成各式各样的结构形态。图-1.4.5 所示的是这些拱结构形式中最简单的隧道式拱结构。由半圆形的拱肋连续连接而形成拱结构，其支点处的形式不同，其力的传递方式也不一样。在拱支点的连线上设有连续支承点时，则拱内仅存在一个方向的压应力状态。反之，如仅在拱两侧山墙面设置支点时，整个结构就是一个横截面为圆弧形的简支梁，主要应力状态为弯矩，并通过轴力和面内剪力传递应力。此种形态抵抗系统中的结构形态，其支承条件支配力的传递。

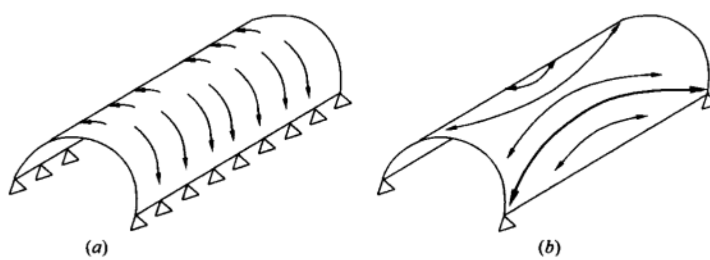


图-1.4.5 在不同支承条件下的力的流线
(*a*) 连续拱；(*b*) 半圆状梁

如上所述，悬链曲线是像索结构一样，以张拉杆件而形成的形态抵抗系统。由于能充分地发挥材料的性能，所以可以实现结构自重轻的特点。不过这种仅一个方向受力的结构，当荷载有变动时，结构形状的变化非常大。为此要给这种结构预加拉应力，附加必要的弯曲刚度或者将其与抗压材料组合起来使用，必须使其结构状态趋于静定状态。

索网结构，如图-1.4.6 所示由受拉索材将其在两个方向上组合成马鞍形，其中一个方向是把索材作成凹形，另一个方向是把索材作成凸形连接凹形的吊索。这就形成了一个都由受拉索材形成的稳定结构，它也是一个仅仅利用拉力创造的形态抵抗系统。在这种结构的周边，必须要有能承受索的拉力的刚度条件。

索是一种特殊的结构，它的初始形状虽然不能形成抵抗形态系统，但是可以向其施加外力促使变形，使其形状发生大变化，成为形态抵抗系统结构（如图-1.4.7）。框架膜结构的膜和受拉网格结构（将由弦材构件组成的格子形状的单层薄壳的各个交点处用索材等张拉构件进行补强的结构形式）的索缆便是其例。这种结构，预张力的大小是决定该结构稳定与否的关键因素。以索网结构为代表的张拉结构的周边要抵御很大的张力，为此与拱结构一样，外围结构的刚度也相当重要。

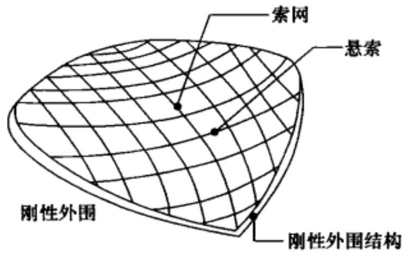


图-1.4.6　索网结构的例子

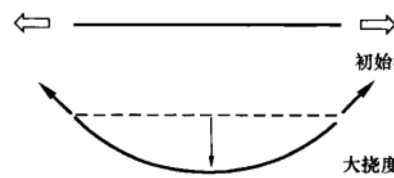
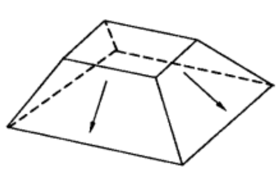


图-1.4.7　靠大变形的抵抗系统

(2) 几何学的抵抗系统（空间抵抗系统）

在两个方向弯曲且具有一定曲率的几何形状，它不仅是从任何方向都能具有一定的抵抗作用，而且相互之间的空间效果相互约束，形成由轴力支配的结构形式，此种形态，被称为几何学的抵抗系统（空间抵抗系统，图-1.4.8）。

穹窿就是半球形的屋盖，它是由拱绕某一竖向轴旋转而形成的形态。它是在放射方向以拱的方式传递应力，进而圆周方向的环向效应能控制曲面的变形，与单个拱结构比，它产生的弯矩更小。图-1.4.9 所示的穹窿屋顶的全周由辊轴支座支承。环向方向的应力，一般情况下，上部受压，下部受拉。特别是当穹窿外周支承处有大的推力作用时，会促使支承点向外扩展移动，因此穹窿结构的外周支承处设置有足够刚度的环向构件能使拱形结构更有效。


图-1.4.8　力向两个方向传递

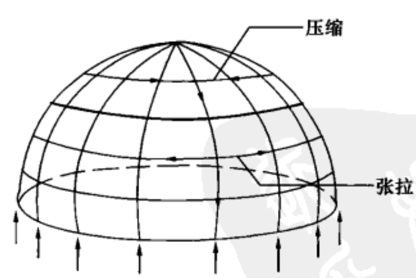


图-1.4.9　穹窿屋顶轴向力的分布

薄壳（Shell），是由薄曲面形成的形态结构，一般作为以轴力为支配性的具有曲面形状的结构的统称。由于钢筋混凝土结构的可塑性强，能实现自由自在的曲面特征，从而得到相当的实际应用。

双曲抛物面薄壳（Hyperbolic Paraboloid Shell），是将某抛物线沿着另一根抛物线平行移动的轨迹，最后形成一个马鞍形的曲面。因为若将其从适当的方向作两个切面，可以得到双曲线和抛物线，所以也称双曲抛物面结构。同时，以四个不在同一平面上的四个点为顶点组成的空间四边形，其对边的两条直线可以用若干条直线将它们等分，既可以组成网形的扭曲面，又可以组成直线曲面。上述的索网结构就是这种形状的一种应用，不过索网的情况是把双抛物线薄壳结构中的受压构件变成了具有拉力的受拉构件而已。

椭圆抛物面薄壳（Elliptic Paraboloid Shell），是由一根抛物线沿另一根抛物线运动的轨迹而形成的空间曲面。将其沿适当的两个方向切开，可以形成椭圆和抛物线。将抛物线旋转后，并将四角切除后即形成椭圆抛物线曲面。该结构整体仅受压力作用（图-1.4.10）。

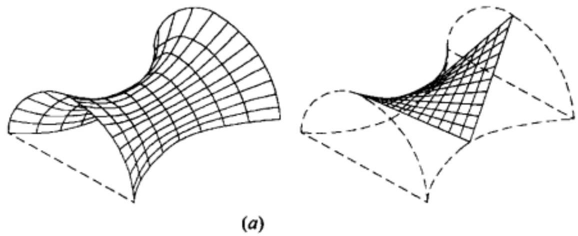


图-1.4.10　薄壳结构形态

（a）双曲抛物面薄壳；（b）椭圆抛物面薄壳

(3) 由受弯体系转变为仅受轴力的体系

上述以轴力为主导的结构形态受形状的制约较多，实际中的建筑物还是以弯矩为主的结构较多。从客观上看，本来是由弯矩控制的结构，通过设法把该结构的构件构成做些调整，使得原来的以弯矩为主转换成以轴力为主的应力状态，从而确保整个结构形状的自由度。

图-1.4.11 所表示的就是关于原本承受弯矩的结构体，使其转变为由轴力负担的构件而组成新的结构形态的典例。桁架梁本来作用有弯矩，将其结构体分为上弦杆、下弦杆，又在二者之间加上以三角形构成的斜条格构材，而转换成各杆都以轴力为主的新结构形式。而上、下弦杆的轴力分布形态恰恰又与整个桁架梁弯矩分布的形状相似。

空腹桁架梁（Vierendeel Tuss Beam），是用竖向腹杆（即竖杆）代替桁架梁的斜杆，竖杆与上下弦杆的交点为刚接，类似梯状的结构形式。伴随着上、下弦杆的受力变形，竖杆

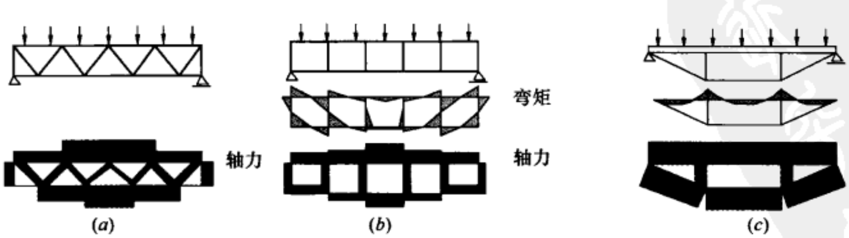


图-1.4.11　沿杆件分布的应力流

（a）桁架；（b）空腹桁架；（c）张弦梁

会产生弯矩和剪力。其剪力与上、下弦杆的轴力相平衡，而导致上、下弦杆的弯矩减小。此种结构形态处于简支梁与桁架梁两者间的受力体系，其弯矩和轴力由中央部分逐渐向两侧支座传递。

张弦梁（Beam String Structure），是一种由下弦为受拉、上弦为受压以负担弯矩的结构形式。由于对下弦杆施加预应力，其变形和应力都能得到控制，致使上弦杆能以较小的截面杆件来实现结构的轻型化。

图-1.4.12 所示的是鱼腹拱梁（Suspended Arch Beam）和悬臂铰接梁（Gerber Beam），它是一种因应整体结构弯矩的分布形状而改变梁身形状的结构形式。由于梁高的变化，弦材所受的轴力为一定值，这样就能实现将所有弦材设计成同一截面。鱼腹（拱）梁为简支梁；悬臂铰接梁的形状与其承受的弯矩分布形状相同。图-1.4.12 中的上部分所示的就是鱼腹拱梁及悬臂铰接梁的弯矩分布形状。

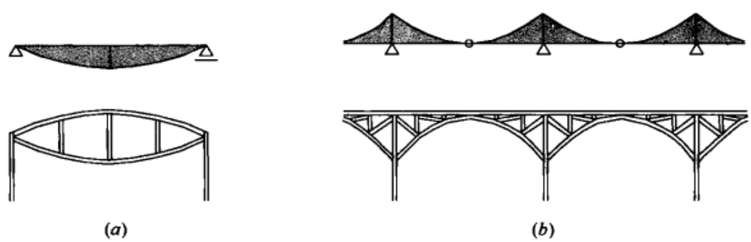


图-1.4.12　弯矩图（上）和结构形式（下）

（a）鱼腹（拱）梁；（b）悬臂铰接梁

（4）从连续体向空间架构的过渡

薄壳等以几何学的抵抗系统的连续体以线材组成时，虽然是同样形状的结构，其分割方法和架构形式不一样而导致其内力状态也各异。

薄壳形状，可以按放射线的方向进行分割，也可以按两方向网格进行分割。放射线分割时的基本单元是三角形，构成薄壳的轴力与面内剪力的传递机构，进而形成面内刚度较大的结构形式。而按两方向网格分割时，其基本单元是四角锥，只能形成薄壳的仅以轴力的传递机构，进而形成杆件须在面内以刚性连接来确保其必要的刚度（图-1.4.13）。

当高跨比（即高度和跨度比）较小时，要注意防止结构的整体失稳。特别是面内刚性对结构的整体失稳影响大，因此分割方法尤为重要。

空间网壳按面外方向的杆件构成方法不同，分为单层空间网壳和双层空间网壳结构。单层空间网壳是面外仅用单根杆件构成的结构，面外刚度小。双层空间网壳是将单层空间网壳的面外单根杆件换成桁架或空腹桁架而形成的结构，以保证面外有足够的刚度。为提高构件截面的有效使用效率，同时也必须要注意确保其面内刚度。

图-1.4.14 就是把双层空间网壳更加合理地构筑成的空间网壳（空间桁架）架构。形成网壳的桁架上、下弦材杆件相互错开，确保面外刚性及面内刚性，这样结构自重减小，可以实现更大的跨度。此空间桁架也适用于平板、折板等形状的结构。

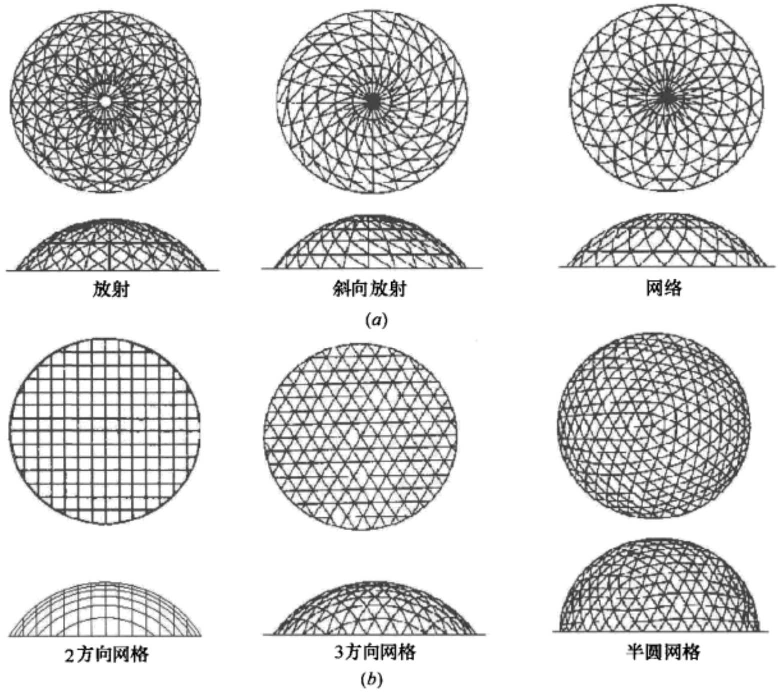


图-1.4.13　穹屋顶的分割方法（根据出处 1 并作了修改）
（a）具有放射型结构（向心性）；（b）各向同性型

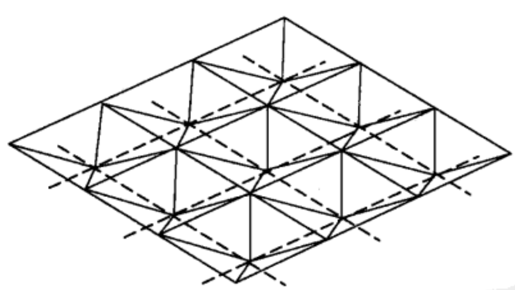


图-1.4.14　空间桁架

1-5　形态创新

一般而言，结构解析是在结构形态中给出材料种类、荷载大小、结构形式、支座类别等诸条件下，计算出结构的变形、应力及承载力大小，从而确定该结构是否满足设计要求的过程。

而结构设计则是如何具体地实现上述的设计要求，使结构更好地发挥其应有的作用的过程。

与结构解析相反，把寻找那些满足结构性能要求而形成新结构形态的过程称为形态创新。它与结构解析的方向相反，形态创新是把构成这一新的形态的诸元素具体化、清晰化。而把解释说明上述结构诸元素和结构力学间的相互关系的过程称为结构形态解析。形态创新已被作为结构设计的一部分。通过形态创新解析，可以得到多个满足建筑物的变形条件的复数结构形态群。而这些解答可以在结构设计特别是初期阶段的方案论证中被使用，以达到预期的效果。

如前所述，形态是指在几何学意义上的形状和如何实现这个形状的结构系统而言。作为空间结构的形态，多指几何的曲面（球面、圆筒、双曲面等）和力学曲面（等拉力曲面、悬挂曲面等），而创新结构与一般结构大不相同，它能创造出自由的新形式结构，使建筑物的造型更加丰富更加有意义。

(1) 结构形态分析理论

由于近代计算机急速发展，结构形态解析手法是以数理统计学为基础，为实现单一目的而求出其唯一的解答。最近，遗传进化论、模糊理论、细胞分裂理论、神经网络法、ESO 法、扩充的 ESO 法等。包括离散变量方法都被利用，求得不是唯一最佳解答，而是接近最佳解答附近的多个准最佳解答。从而能给设计者提供多种多样的结构形态的选择机会，创造出多种新型结构。

以下，简要介绍一下这些理论、方法。

(a) 遗传进化论

应用达尔文的生物在进化过程中适者生存的法则，进行最佳组合。参数如同遗传因子，准备多个，选择其适应性高者，在反复进行交叉、变化的同时获得多个解的方法。

(b) 模糊理论

非概率方法之一。它是处理一些词语的含意或某些概念的定义不确定性及主观、判断的不确定性的一种处理方法，即一些随机变量在统计学上虽无意义，但是通过模糊理论可以评估它们的不确定影响，只要这些随机变量的性质不相互矛盾即可。

(c) 细胞分裂理论

这一理论是计算机之父——焦·芬·诺伊曼 1940 年提出来的，该理论的出发点是称之为单元格的小领域彼此有严格规律地排列一起，经过简单而反复的计算，结果自动地形成一个整体。

(d) 神经网络法

该法是在计算机上模拟人的大脑处理信息和学习的方法，将其编成程序的一种数学模式，工程上的优化组合问题就是它的一种应用。神经细胞用其细胞系相互结合最后形成信号网络，使大脑具有学习能力。经过不断学习，使神经细胞系发生变化，从而去处理解决问题。对图像、统计等多因次的量的数据不能分解的线性问题，往往也能用较小的计算量加以解决。

(e) ESO 法

它也是一种创新结构法，是把结构解析中的有限元法和上述的单元构筑理论相结合的一种方法。此法所用的有限元部分中，对求解起关键作用的参数在不断地去掉过程中得到不同的结构形式的一种方法。

(f) 扩张 ESO 法

上述 ESO 法中仅是去掉有限元的某些关键参数，而扩展的 ESO 法是边去掉这些参数，边用进化论的思路增加某些参数，（从而得到诸多新结构的方法——译者）。通过这种解析方法，再按照应力的等值线或等值面的原则，在增加和去掉参数的各“进化阶段”得到多个创新结构。在参数增减过程中新结构的各部分的应力等都在变化，最后能得到力学角度上的合理的结构，更能有效地抵御给定的外力。而且在解析过程中能清晰地用肉眼看到。在追逐力学上合理性的“进化过程”中，诞生出了旧观念里得不到的新型结构形式。

(2) 扩张 ESO 法的形态创生例子

下面几个例子是用扩张 ESO 法而做的解析例案，它们是用肉眼就能判断在力学上是否合理，进而在基本设计阶段就能将结构和建筑设计内容是否满足要求，来决定合理的形状作最终判断决定。此外，扩张 ESO 法具有运算速度快、记忆容量大的特点，它把计算机的特长发挥得淋漓尽致。设计者通过计算机可以实现构思。在今后的建筑结构设计领域中计算机这种新的使用方法将是设计者梦寐以求的。

(a) 平面（二轴）模型的形态创新案例

图-1.5.1 所示是假定建筑物的平面模型使用扩张的 ESO 法形态创新案例。步骤 1 是平板模型在永久荷载和地震作用下逐次解析的结果。随着步骤的不断进行，逐渐地消除那些不必要的参量。

分析条件：层高 300cm，跨度 800cm，4 层建筑，墙厚 30cm，1 层有开门洞。

负荷条件：永久荷载＋地震作用

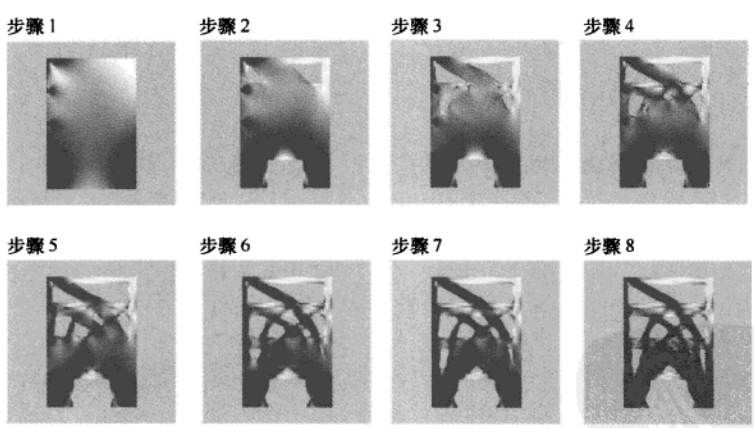


图-1.5.1　利用扩张 ESO 法的形态创新（建筑模型）

(b) 立体（三轴）模型的形态创新案例

如图-1.5.2 所示是假设的空间立体（三轴）模型在竖向荷载作用下，应用扩张 ESO 法得到形态创新案例。步骤 1 是该模型在竖向集中力逐渐作用下逐次解析的结果。随着步骤的不断进行，其间去掉和增加某些参量，最后结束于步骤 5。

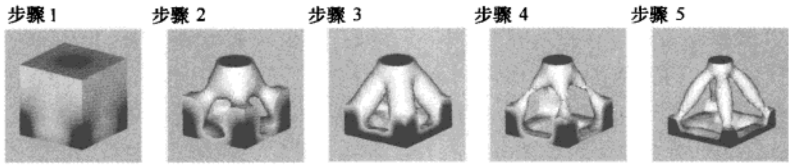


图-1.5.2　利用扩张 ESO 法的形态创新（3轴立体模型）

出处

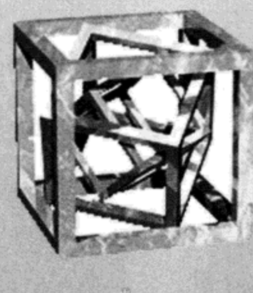
1　竹中工務店/監修：ドームの計画，建築技術 No.5741997年12月，(株)建築技術

参考文献

1)　佐々木睦朗，斎藤公男/監修：変わりゆく構结构形態，建築技術 No.6712005年12月，(株)建築技術
2)　F.オットー他/著．岩村和夫/訳：自然な構结构体，SD選書，(株)鹿島出版会
3)　宮崎興二：建築のかたち百科，多角形から超曲面まで，(株)彰国社
4)　斎藤公男：空間　構结构　物語ストラクチュラル．デザインのゆくえ，(株)彰国社
5)　石井一夫：建築空気膜構结构－設計と応用－，(株)工業調査会
6)　大成建設建築構结构わかる会　編著：第一線の設計者が語る抗震設計，(財)日本規格協会
7)　今川憲英，岡田章：新訂版　木による空間構结构へのアプローチ，(株)建築技術
8)　渡辺邦夫，新谷眞人，金箱温春/監修：魅せる力学，別冊建築画報 2002年2月
9)　竹中工務店/監修：ドームの計画，建築技術 No.5741997年12月，(株)建築技術
10)　古山正雄監修/加藤直樹・大崎　純・谷明勲著：建築システム論，结构形ライブラリー，共立出版(株)
11)　大森博司，本間俊雄：構结构形態の解析から創生へ，建築雑誌 vol.118No15072003年7月
12)　大森博司，崔昌禹：等値線を利用した拡張 ESO 法による構结构形態の創生，日本建築学会構结构系論文集，No.539，pp.87-94，2001
13)　大森博司，風袋宏幸，飯嶋俊比古，武藤厚，長谷川泰稔：構结构形態創生法によるオフィスビルの設計，日本建築学会技術報告集，第20号，pp.77-82，2004

第 2 章

钢结构设计的基本概念



2-1　结构计算和结构设计是反复的过程

结构设计要考虑建筑物的空间是如何构成的，并把它具体化。为此，要把构成建筑物骨架的结构体形象化，并且一定要使其所被要求的性能达到最优化状态。进而把形象化的结构形态按结构构件和接合部节点进行分类作业。在构件截面和接合方法假定后，确定结构模型进行结构计算。即便有最好的电算程序，但如构件截面等条件不确定的话，结构计算就不能进行。何况，迄今为止不存在能代替人类进行结构方案设计的电子计算机。

虽然也可以无根据的确定构件截面和选择节点形式，从而进行结构计算。但是在大多数情况下，此种结构几乎离当初所假定的目标的性能相差甚远。欲使结构满意，必须用逐次渐进法去修正计算。如果结构设计者能真正理解建筑法规等所规定的结构设计规则的真正含义，加之又具有丰富的设计经验的话，设计者就可能从设计目标性能至决定构件截面尺寸设计阶段的过程中，根据适当的判断，免去那些中间反复修正而浪费的计算时间。这里就要求结构设计者应具有丰富的理论知识和实践经验，即所谓的结构设计的良好素质（图-2.1.1）。

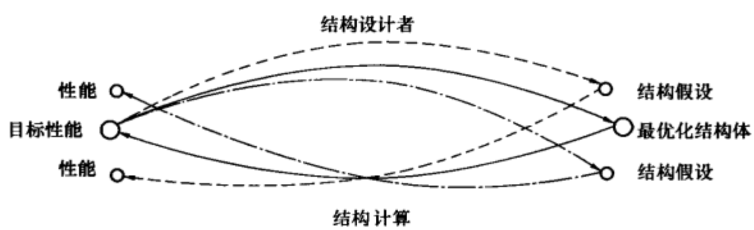


图-2.1.1　结构设计和结构计算关系的示意图

2-2　要考虑荷载和结构承载力的离散性

建筑基本法第 20 条（结构承载力）中规定，建筑物要按照其在自重（恒荷载）、活荷载、雪荷载、风荷载、土压、水压以及地震力和其他震动及冲击荷载的作用下，保证结构安全性的前提下进行设计和施工。这里自重（恒荷载）、活荷载、雪荷载都是物体在受重力加速度作用下的竖向作用力，统称为重力荷载。与此相对应的是风荷载和地震作用下的等效荷载。台风和地震等能移动并把传递来的能量作用于建筑物，引起建筑物的（风荷载及地震作用下）反应。由于其结果对建筑物有很大影响，它们被称为外部干扰力或外力。但是，这些外力对建筑物所引起的反应和影响，往往按静荷载的影响把它包括在一般静力荷载来分析。在日本建筑学会所出版的《建筑物荷载规范、同解说》中，把地震力称为地震作用，把风压力称为风荷载。

建筑物在地震、台风等荷载、外力作用下，主体结构将发生相应的反应。构成主体结构的

构件、接合部等结构要素要变形，同时会产生与变形相应的应力。我们把它称为荷载效应（S）。另一方面，各结构要素必须满足极限状态下的应变量，并对其极限的应力作事先的明确的限定，这种状态就被称为极限状态，用（R）表示。因此，结构计算在广义上必须满足以下的公式：

$$R \geqslant S \tag{2.2.1}$$

不过，荷载、外力的大小和构件等的承载力并不是一个固定的值。例如，地震的大小在建筑基本法的告示中被给予规定，在某种意义上可以认为是个定值。但是它只不过是在抗震设计中，在某种程度上给人们一个发生地震大小的程度等级而已。很少有人会相信绝对不会发生比建筑基本法所规定发生地震等级以上的大地震吧！也就是说，荷载、外力的大小是变动的，而结构的承载力也是离散的。在进行结构设计时，一定要注意这一点。

遵循上式（2.2.1）进行结构设计时，荷载效应和极限状态，例如钢材的屈服强度和构件的截面尺寸等，都是以公称值（S_N，R_N）来表示的。则上式变为：

$$R_N \geqslant S_N \tag{2.2.2}$$

如前所述，荷载、外力是变动的，同时承载力也是离散的，但它们是如何分布的呢？要解释这个问题很难。首先，如果用其平均值（S_m，R_m）来表示，则有：

$$R_m \geqslant S_m \tag{2.2.3}$$

实际上，荷载效应 S 的一半比 S_m 小，极限状态 R 的一半比 R_m 大（参照附录 3 A3-1 图-A3.1.1），这样一来用完全没有余量的 $S_m=R_m$ 公式来设计的话，式（2.2.1）为 50%不成立。其破坏的概率能达到什么程度呢？与此相对应的设定多少的余量（$M=R-S$）为合适呢？若按荷载系数、承载力系数法（参照附录 3 A3-1），又考虑到荷载、外力和承载力的离散性，那么对于荷载效应的平均值 S_m 乘以比 1 大的系数（γ_s），对于极限状态下的平均值 R_m 乘以比 1.0 小的系数（ϕR），就能调整破坏概率的大小。即：

$$\phi_R \cdot R_m \geqslant \gamma_s \cdot S_m \tag{2.2.4}$$

将此式再进一步整理下：荷载、外力的大小及结构承载力都不是确定的值，因考虑它们具有离散性，荷载系数 γ_s 乘以比 1.0 大的数值，即荷载、外力为比假定还大的值来考虑了。同时由于承载力系数 f_R 是比 1.0 小的数值，即结构承载力采用比实际承载力更小的数值来进行验算。这是从以前就开始采用的比较直观的方法。此外，荷载系数 γ_s 也在荷载组合时使用。如建筑基准法实施令第 82 条第 2 号中规定，在多雪地区的暴风或地震时，采用 35%的积雪荷载参加应力组合，此 35%就是荷载系数的一种。

2-3 结构性能的极限状态

一个建筑物的诞生，其使用目的是明确的。因此为了达到使用目的，建筑物就要根据应具有的使用性能，对主体结构进行相应的结构设计。建筑物的使用性能的规定条件亦包括经常性可持续的能维护修理内容。这些条件，一般称为使用极限或功能极限。与之对应，必须考虑在

建筑物的使用寿命时期中哪怕仅遇一次罕遇的自然灾害时的情况。即，设定所谓的损坏极限。更进一步，假想会发生的最大自然灾害，即极其罕见的特大自然灾害时的状态为假定的安全极限状态。于是，就形成了使用极限、损坏极限和安全极限的三种假想的极限状态，从而进行结构设计。

首先，使用（功能）极限状态是指挠度、振动、隔声、蠕变、锈蚀、裂纹、疲劳、沉降等方面，能保持正常生活和工作没有障碍的状态。这些是在长期荷载或可变荷载作用下对建筑物的性能要求，相当于建筑法规中的长期荷载下构件产生的应力要小于其材料的长期容许应力。钢结构用的钢材，其产生的应力小于屈服强度时，一般蠕变和疲劳可以不考虑，但对于锈蚀、挠度、振动、隔声必须加以考虑。最近，对于类似生产精密半导体的工厂都进行微振动限制及群体共振时的楼板振动和噪声处理。其要求既高且多样化，比建筑基本法规定的长期荷载下的要求性能更高。

其次，在建筑物的有效使用期限内或者是在其业主这一代人的使用期间，以上问题考虑到什么程度呢？这要随建筑物的种类或年代的情况而变化。举例按 30～50 年考虑。对在此期间内约只发生一次大暴雪、台风或地震灾害，所追求的就是灾害后的结构体不需要修复就可以使用，包括稍加整理即可将装饰材料恢复原状。其结构可视仍保持弹性体工作阶段，不发生残留变形。这也是灾害过后，建筑物能立即恢复其正常性能极限状态以内的同时，建筑物本身的财产价值并没有降低。我们把此种状态叫作损坏极限状态。此时，在构件中所产生的应力应控制在建筑基本法中所规定的短期容许应力值以内。因此，它也应当属于弹性极限状态。在此状态下，建筑物的荷载与变形的关系，宏观上看成正比，故求解应力时用弹性解析的方法，并根据日本建筑学会钢结构设计规范的容许应力法进行设计。还有，此时的荷载虽然小，产生的应力也在屈服强度以下，但在螺栓孔边也会发生应力集中，也会产生某些构件局部屈服。因此，如果采用脆性材料作为结构材料，容许应力设计法就不适用。但是在普通的温度和加载情况下，钢材即使产生局部屈服，由于有充分的韧性，因此就整体结构而言，仍然可以用弹性解析的方法。

然而，在地球上包括人祸在内，大的灾害总是接踵而来。在这里我们既不谈彗星之类的宇宙飘游物可能撞击地球的担忧，也不论由于某种原因使富士山喷发及全球变暖等所引起的海平面上升、海啸、洪水、泥石流、龙卷风等是否发生可能性的预测，因为要对这些问题认真进行处理的话，必须对其做大量不太现实的假设。在建筑基本法中虽然不涉及这些灾害，但是它努力深究可能发生的最大级的地震、暴风、积雪等自然灾害如何破坏建筑物，从而寻找一个界限，在这个界限内能保证居住者的生命安全。这种界限的极限状态就叫作安全极限状态。一般它是指建筑物的结构在丧失了稳定性而马上就要倒塌前瞬间的变形状态，即最终极限状态。因此，屈服、失稳、超静定次数下降、断裂、大变形等引起的荷载（P）和应变（δ）效应等，能预见到的所有破坏形式及整体破坏过程都必须加以研究分析。

这种情形下，现阶段外力的大小是以五百年一遇的自然灾害为前提而确定的。就地震而言，建筑物的固有周期、衰减、场地土质的状况等都对其产生影响，地震时水平加速度为 $0.4g$（g 为重力加速度），换算成速度约为 50cm/s。结构的形式对其也有影响。在钢结构的破坏实验中，结构体在不倒塌的前提下，我们一般都将层间变形角定为 1/50～1/30 为最终极限状态。此种状况下，建筑物通常都产生很大的塑性变形并且破坏严重，不能继续使用。但是对

于抗灾指挥中心、派出所、消防队、医院、学校的体育馆等建筑物，为保证其应有的使用功能，即使遭遇强震，也要设计成不能引起太大的塑性变形的建筑物。另外，超高层建筑人员集中，受灾后会引起严重后果，必须按照罕遇地震对设防地震进行设计，其极限状态的层间变形角要求控制在 1/100～1/75 之间，这个值是考虑到竖向荷载大，荷载和应变关系（P-δ）的相互影响也比较大的因素而设定的。

2-4 抗震设计的若干概念

2-4-1 抗震设计方法的进展过程

1920 年日本首次实行建筑结构法规——《市区建筑法》。此法中仅将结构自重和活荷载作为设计荷载。但在 1923 年关东地震遭受了巨大的地震灾害的第二年，上述法规进行了修正，地震力被初次作为设计荷载，抗震设计规定为必须的设计内容。修正了的市区建筑法中把建筑物自重（W）和水平设计震级（K）的乘积（$P=W\cdot K$）作为设计用的地震力，把本是动荷载的地震力用静荷载的水平力来替代。基于关东地震时东京和横滨的震动状况，水平设计震级采用了 $K\geqslant0.1$。1950 年《市区建筑法》被废除，制定了《建筑基本法》，此法将自重和活荷载作为长期荷载，将地震和风的作用力作为短期荷载来加以区分。此时，构件的容许应力提高了约 2 倍，由此水平设计震度为 $K\geqslant0.2$。水平设计震度从地面至 16m 高度取 0.2 为最小值，高出 16m 部分按每升高 4m 水平震度增加 0.01，并规定可以按照考虑地区地震的活动程度，乘以地区影响系数来考虑（地震活动弱的地区水平设计震度可以降低）。在那个阶段，地震作用下建筑物的震度定为 $K\geqslant0.2$，由于超过了线性阶段，结构分析也比较困难，结构在屈服后的变化不能正确推定，因此，若超过了线性阶段就简单认为结构已经破坏。

之后，发生在 1964 年的新潟地震，1968 年的十胜海上地震，1978 年宫城县海上地震，多数的建筑物都遭到了破坏。当时，由于地震测量仪的发展，使得地震波及建筑物在地震作用下的反应也能被如实记录下来。以至确认了在地震作用下，确实有输入建筑物的地震加速度超过 1.0g（g 为重力加速度）地震的发生。同时，由于塑性解析法的发展和普及，加上构件、结构的实验研究的进展，结构体的极限承载力在某种程度上可精确得到计算。以上述的状况为背景，1981 年对《建筑基准法》进行了大幅度修改，制定了《新抗震设计法》。该修改将以往所采用的水平设计震度法的抗震设计法，用层间剪力分布的抗震设计法取而代之。层间剪力分布计算方法是充分考虑了建筑物在同有周期、质量分布影响下的动力作用，确立和引入了动力学的概念。《新抗震设计法》的最大特征就是：对于中等强度的地震（即建筑物在使用期间可能发生数次的地震）用容许应力法进行设计；对于大地震（即建筑物使用期间内可能仅发生一次或不发生的地震）用极限承载力设计法（保有水平承载力）来进行设计，从而确立了按两个等级进行设计的抗震设计概念。

不过地震作用是地壳运动后所引起建筑物反应的结果。它是随着地震的特征，拟建场地的

特性，建筑的固有周期和衰减性，骨架的恢复力和破坏性质而变化。对于没有衰减的属于弹性体的建筑物，当遭受地震作用时，与地震动产生共振，建筑物的反应也非常敏感，产生的最大位移及最大加速度的大小具有离散性，评估就比较困难。与此相对的，建筑物的衰减很大，建筑物进入了塑性状态，其地震反应就比较稳定。因此，建筑物要保持地震动的稳定性就必须具有塑性变形的能力，这就要求结构具有延性。

二次设计，即是对于大地震时建筑物的稳定界限的讨论。该讨论是以防止建筑物倒塌，从而不危及居住者的生命为目标的。但要达到针对这一目标，在如何评价建筑物残留塑性变形的大小量上，设计者与住民之间的看法不一致，这点在 1995 年发生的兵库县南部（亦称阪神大地震）地震后就可看出。对此追究下去，塑性变形本身就是损害，对其还是要控制塑性变形量。如果把建筑物在地震时的整个受害过程用能量平衡的观点来分析，地震引起施加给建筑物的能量，就等于衰减而消失的能量和产生塑性变形而消耗掉的能量的和。因此，如何分配地震时所引起施加给建筑物的能量，又如何控制它，这就是结构设计的内容。今后随着解析技术的发展，我们能通过控制建筑物损伤的制振、免震设计法来减小地震力而达到控制建筑物损坏的目的。实现即便有特大地震发生也能使建筑物继续使用的结构设计法。

2-4-2　抗震设计中，最重要的是结构模型和恢复力特性

钢结构的结构主体是由若干个构件连接而形成的，在抗震设计的振动解析中把它简化成由质点和弹簧组成的模型（参见图-2.4.1）。这里是把建筑物的每层重量集中起来作用在楼板处的质点，而将柱的水平方向的刚度用弹簧来代替。如框架结构中，无论在平面内还是在高度方向都是整体结构，就可以简化成在高度方向的多质点系一元化模型。不过，像发电站那样的有大空间竖井而在平面上出现楼板不连续的情况时，就出现了像图-2.4.1（*d*）那样的多质点且带有分支的复杂模型。

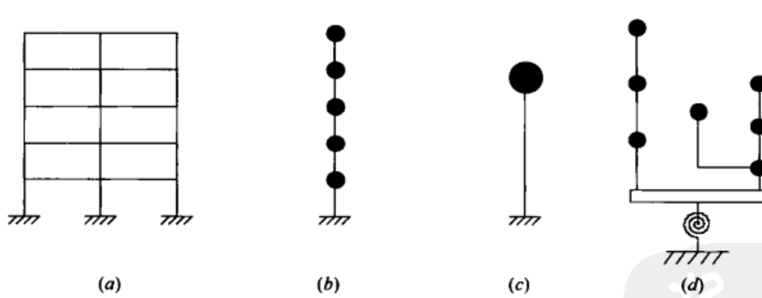


图-2.4.1　质点系模型

（*a*）5 层整体框架结构；（*b*）多质点模型；（*c*）单质点模型；（*d*）发电站的例子

质点系振动模型中的弹簧，随着架构中梁和柱刚度比不同，其性质也不同。例如由梁和混凝土楼板组成的合成（T 型）梁的抗弯刚度与柱的抗弯刚度比特别大时，由于在各层水平位移中梁几乎不发生弯曲变形，只有柱的弯曲变形。因此，对其他层的水平变位影响甚小，此种特性的振动模型被称为剪切型模型。剪切型模型的刚度矩阵，仅与对角线及与其相邻的项成带状矩阵。这样的结构，若在某层的柱顶和柱脚出现塑性铰时，恐怕会形成图-2.4.2（*a*′）所示的

中间层破坏机构。相反，柱的强度及刚度比梁大时，各层的水平位移会影响整个结构。这样的结构，形成如图（b'）所示梁破坏机构。由于在一般情况下，框架结构在水平方向的振动，对相邻层以外的影响很小，这种情况可近似地简化为剪切型模型。另外，超高层结构和筒状等结构的高宽比大，由柱的轴向伸缩而引起全体结构的弯曲变形尤为突出，这种情况下由于某层的弯曲变形对邻近其他层的影响必须考虑，因此，这种建筑物的振动模型要按弯剪型模型来考虑。图-2.4.2（c）所示的结构中，配置斜撑的骨架也必须用弯剪型模型来考虑。

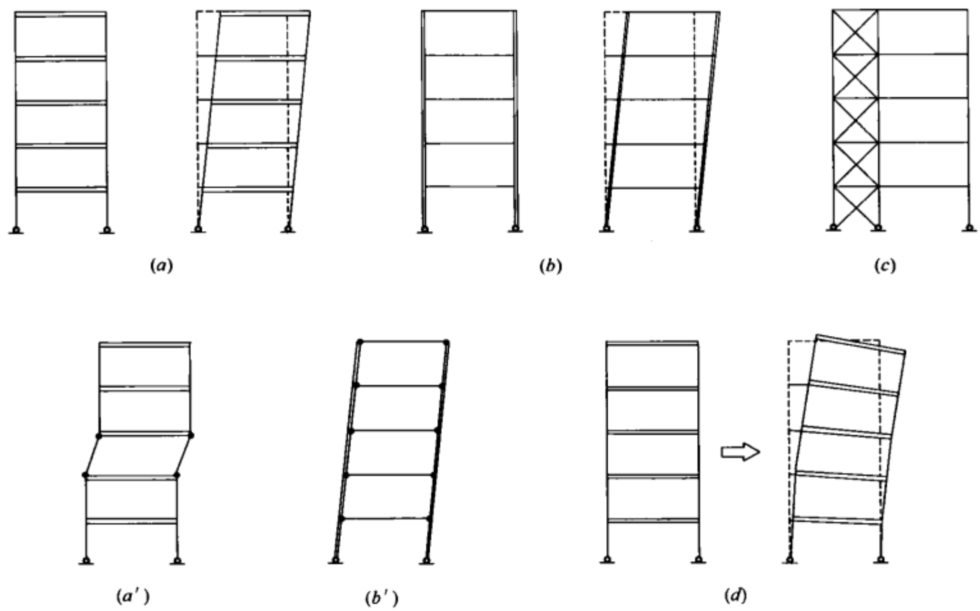


图-2.4.2　抗剪式模型和抗弯式模型

（a）剪切型为主的框架模型；（b）柱子为刚性的框架模型；（c）有连续多层剪力墙的框架

（a'）层破坏机构；（b'）梁破坏机构；（d）弯曲型为主的框架

其次，就弹簧的特性而言，结构体在弹性范围领域内，其弹性系数可假定为一常数，因此就简单了。超过了弹性限度的荷载，作为外力反复施加时，构件及其连接构件的连接部就进入非线性领域，就会产生屈服、失稳或滑移。例如，结构中有受拉支撑杆件时，当张拉后发生屈服，紧接着又施加相反的压力，由于支撑受拉杆件因产生塑性变形而伸长，松弛的应力状况已经不能抵抗受压了。如此在产生各式各样的非线性现象中，左右对称的外力施加，其变形不一定为左右对称。

用荷载及变形的关系来表示此种弹簧的特性的曲线，就叫做恢复力特性曲线，这在解析非线性地震反应时是很重要的。为了将这种恢复力特性模型化，首先要明确组成结构的构件及其连接部分各自非线性领域内受反复荷载与变形的相连关系，再将它们转换以层间剪力和层间位移角来表示。

钢结构中的典型的恢复力特性的实验如图-2.4.3所示。这里（a）称为滑移型，其恢复力特性最具有代表性的就是如前所述的设置有拉压支撑的框架结构。与之相比之下，（b）所示的

纺锤形（或称为扩大型）适用于即便构件已完全进入全塑性弯矩状态，而不发生屈服而引起的不稳定现象的框架结构。劲性混凝土结构（SRC）、钢管混凝土结构等混凝土与钢的复合结构则多呈现（*c*）所示的滑移型加扩大型的中间特性。

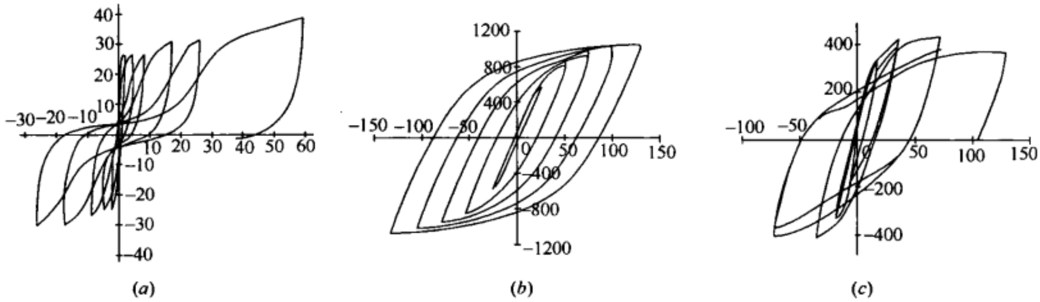


图-2.4.3　典型的恢复力特性（实验结果）

（*a*）滑移型；（*b*）纺锤形（扩大型）；（*c*）半滑移型（中间型）

在实际设计中，随着塑性变形的发展，结构的刚度也在连续的变化，其恢复力的特性可以用折线表示的单纯的数字公式来置换。图-2.4.4 所示为钢结构典型的恢复力特性的模型，都是屈服后的刚度为常数的双线型恢复力模型。其中，（*a*）为滑移型；（*b*）为完全弹塑性型；（*c*）为应变硬化型。在卸荷和加载反复作用的模型中，（*b*）和（*c*）那样的简单的平行四边形和菱形模型称为标准双线型模型（normal bi-linear）。如上所述图-2.4.3（*c*）的半滑移型，亦可以用滑移型和双线型来表示。进而把上述屈服承载力的恢复力特性并列连接起来，组成三根以上的折线，从而形成三线型和多线型模型。在钢结构的实际设计中，通常使用图-2.4.4（*b*）所示的完全弹塑性模型，但对设置有屈服支撑和消能减震的钢制减震器的结构的振动解析时，有必要采用其他类型的恢复力特性模型。

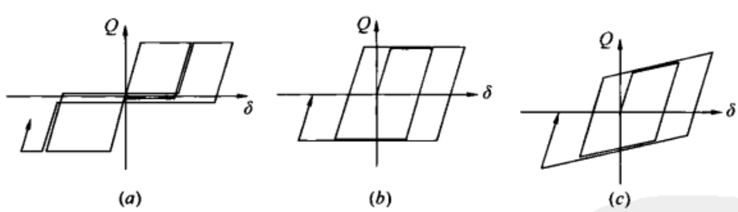


图-2.4.4　典型的恢复力特性模型

（*a*）滑移型；（*b*）完全弹塑性型；（*c*）应变硬化型

2-4-3　地震效应的大小是由建筑物对地震波的反应结果来决定的

由场地地基和基础传来的地震波引起建筑物的地震反应，在建筑物的抗震设计时，必须知道结构主体中的各个部分发生了怎样的变形。为此，要了解建筑物拟建场地的地基特性和参考以往的地震记录来推测地震情况，确定质点和弹簧模型形成计算模型并假定恢复力特性，从而进行时程分析的地震解析。

不过，单质点体系的结构模型在多质点体系振动的模型中是最简单的，所以我们考虑仅为一层的建筑是最方便的，于是亦可把多质点体系的建筑物置换成等价的单质点来考虑，把地震力施加在单质点体系计算模型上，进行随时间推移的地震反应解析。

在结构模型中，质点的质量为 M，弹簧系数为 K，由二者决定的系统，其固有周期为 T，衰减设为变量 h，求解地震时的最大反应加速度、最大反应速度及最大反应变形。这样得到的结果是以固有周期为函数的曲线，称为地震反应谱（参见附录 3 A3-2）

图-2.4.5（a）～（d）是应用地震记录中大家熟知的 El Centro NS（1940）地震波，衰减分别为 $h=0$，$h=0.05$，$h=0.10$ 时的地震反应谱。首先看加速度反应谱（a），无衰减的弹性体的加速度反应是地震波中的所有波形成分里反应最敏感的，且尖锐的折线较集中。与此对应的，有衰减结构体的地震反应谱的峰值较为缓和光滑。另外，若施加给建筑物的地震能量 E_D，则换算后的反应谱 $V_E = \sqrt{2E_D/M}$，此式表明了固有周期是一个确定的指标。

图-2.4.6（a）～（d），同样是应用 El Centro NS（1940）地震波，取屈服剪断系数 $\alpha=0.2$，使双线型、滑移型恢复力特性变化后形成的地震反应解析结果。从加速度响应谱（a）中可以看出屈服后加速度达到了顶点且为一定值，这意味着弹性反应加速度的递减率就是振动特性系数（D_s）。又可以从位移反应谱中看出，滑移型较双线型反应位移来得大。不管怎样，结构的某一部分进入塑性阶段后，吸收能量与衰减具有同样功能，都是使地震反应变得柔和。

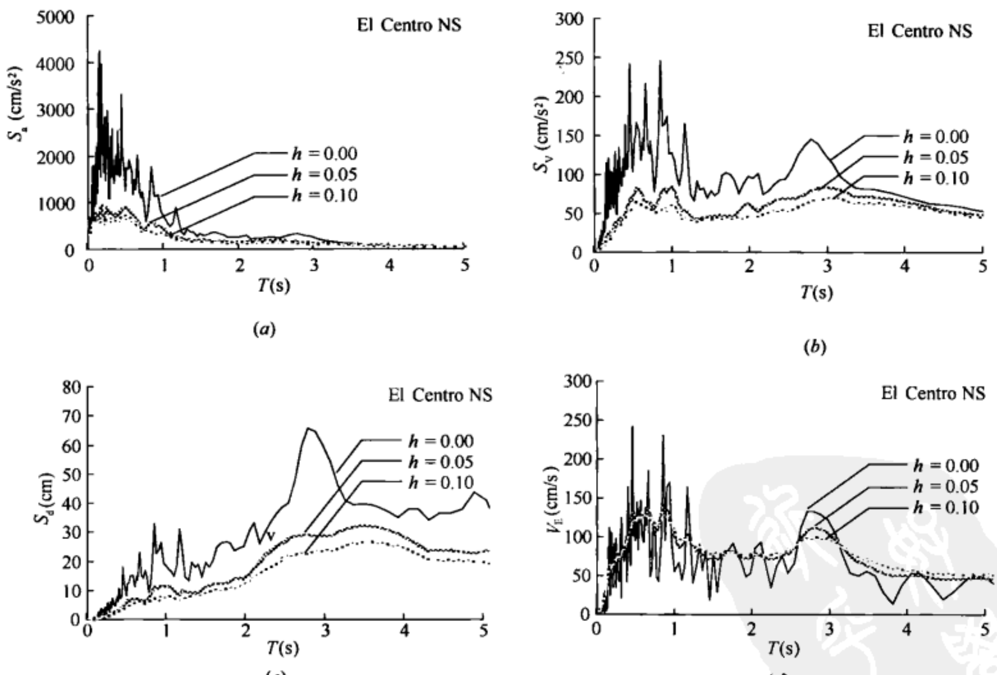


图-2.4.5　衰减系数（h）变化时的地震反应谱

（a）加速度反应谱；（b）速度反应谱；

（c）位移反应谱；（d）用速度换算的能量反应谱

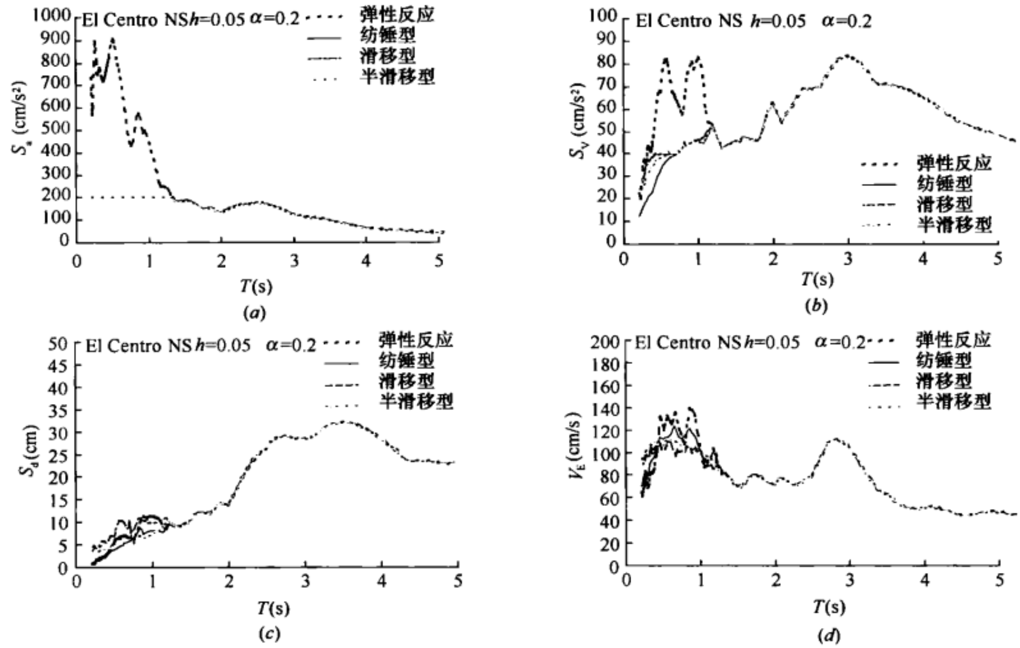


图-2.4.6　随时间变化的地震反应谱

(*a*) 加速度反应谱；(*b*) 速度反应谱；

(*c*) 位移反应谱；(*d*) 用速度换算的能量反应谱

以上的分析可以看出，衰减的大小和恢复力特性的不同而引起地震反应结果不同。图-2.4.7表示了无衰减弹性体系用相应的衰减体系来代替，并且在衰减体系中用完全弹塑性体系恢复力特性置换过程，以及用地震吸收能量 E_D 换算成速度反应谱 V_E 间的若干关系。如果设定衰减体系和滞回性能系中的衰减常数和完全弹塑性体系中的累积塑性变形率 $_1\eta$ 变动后，速度换算反应谱 V_E 几乎保持其同等的大小而不变。通过以上的整理后，我们就可以统一理解地震反应特性。

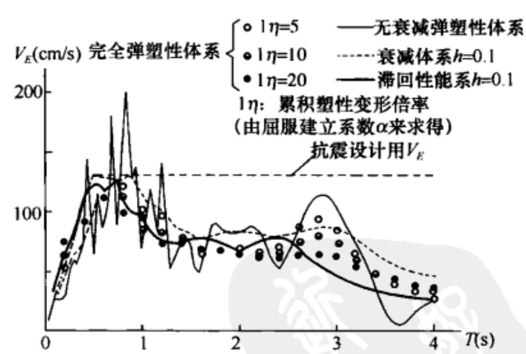


图-2.4.7　换算反应谱的例子（出处 1）

新抗震设计法所引入的容许应力法计算和保有水平承载力计算概念后所求得的加速度反应谱，是通过很多地震波求得的地震加速度反应谱而整理出来的。其标准剪切系数为 $C_0=1.0$（最大反应加速度与 1g 相等，g 为重力加速度），图-2.4.8 就是昭和 55 年（1980 年）建告字第 1793 号第 2 号令所规定的内容。必须考虑场地类别的影响而决定其反应谱，第 1 类场地为岩石、硬砂砾层等；第 2 类场地（除去第 1 类和第 3 类场地以外的场地）；第 3 类场地为腐殖质土、淤泥土等形成的软弱地基。

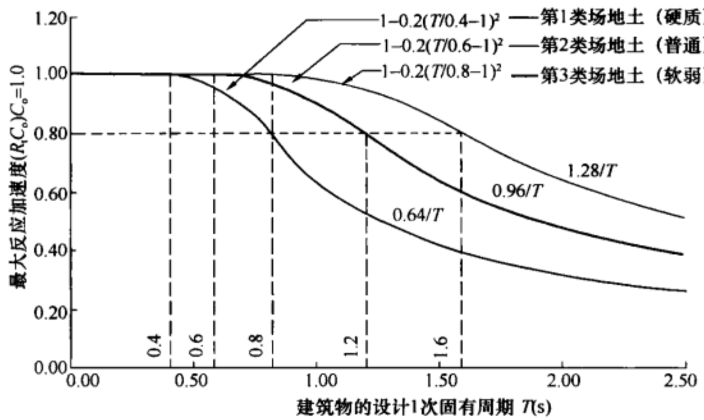


图-2.4.8　容许应力度设计法等适用的加速度反应谱

平成 12 年（2000 年）6 月引入的极限承载力计算法用场地扩大系数 G_s 来考虑地基特性的影响，通过所定义的加速度反应谱，由单质点体系的地震反应推测出建筑物各个部分的变形。其所用的加速度反应谱如图-2.4.9 所示，它是在建筑基本法事实令第 82 条第 5 项所规定的。它也是在超高层建筑的时程解析时所要使用的内容。

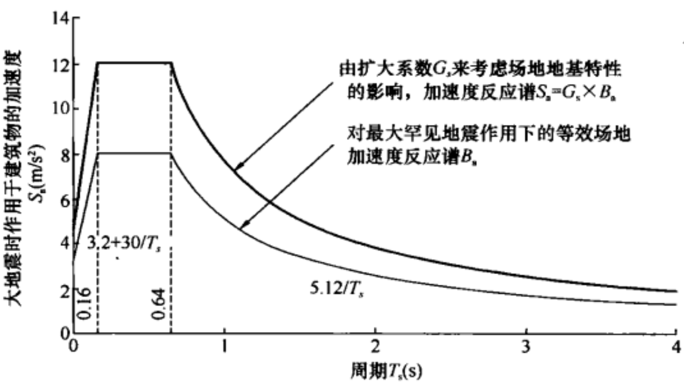


图-2.4.9　极限承载力计算及解析超高层建筑物时所采用的设计加速度反应谱

2-4-4　结构特征系数 D_s 和保有水平承载力

在进行抗震设计时，建筑基本法中给出了按建筑物的种类、规模和高度不同而异的设计路径。超高层建筑虽然只是一个建筑物，但它是构成城市的基本要素，关系到很多人的生命和财产，因此要按照时程反应解析法进行抗震设计。这是一个设计师对该建筑物能够尽量正确把握的过程。类似这样的建筑物，每个都要由国土交通部来批准，这是一个原则。换言之，这种建筑物的设计路径是抗震设计中标准最高的。

昭和 56 年（1981 年）实施的建筑基本法修正案（新抗震内容）里，在容许应力度设计法中增加了二次设计内容。二次设计区别场地类别的特征周期和根据建筑物的固有周期求得地震

反应谱，并按质量分布计算出在高度方向的层剪力分布系数（也叫 A_i 分布），进而完成按时程反应计算求出地震力。这里作为特征而言，结构体的能量吸收能力用结构特征系数 D_s 来表示，其是应对结构体的塑性变形能力来降低其弹性反应强度的过程。图-2.4.10 是考虑对无衰减的单质点体系模型在瞬间受地震加速度的作用下冲击反应，在吸收能量为定数的前提条件下弹性体系和弹塑性体系的相比较关系。

这里的 Q_Y 和 Q_L 的比值意味着结构特征系数 D_s。在地震过程中建筑物发生多少次大的摇晃？最大振幅与最大累积塑性变形存在什么关系？恢复力特征又有什么影响等复杂因素都影响着 D_s 的决定。图-2.4.10 仅考虑了一个方向的冲击反应，而地震当然是正负方向发生的。所以，正负方向的恢复力特征的不同必须反应到 D_s 上。无论如何，结构骨架的塑性变形能力是最为重要的。

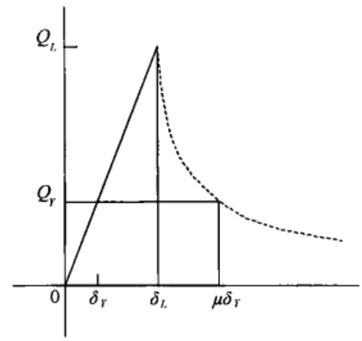


图-2.4.10　弹性体系和弹塑性体系的最大反应比较

在建筑基本法里，结构设计的体系是从容许应力设计法开始的，到现在为止是以弹性设计为基本，一般是通过对强度（或者应力度）进行验算来表示的。因此结构特征系数 D_s 就成了强度折减系数。但它本身是结构衰减和塑性变形能力的另一种表达。按这样的方法来考虑，结构计算中二次设计所采用的结构特征系数 D_s 代表了实际结构吸收能量的能力，以便确认设计模型是否接近实际的地震反应。这种用地震反应谱来代替时程解析法作为地震效应，以结构特征系数 D_s 来进行抗震设计的方法，被称为保有水平承载力计算法（即路径 3）。这里再强调一下，不能把起重要作用的结构特征系数 D_s 解释为以法令的形式给出的一个单纯的数值，而是能进一步掌握实际结构的恢复力特征的重要系数。

当建筑物的平面和立面高度方向都比较规则且保证 $D_s=0.3$ 大小的塑性变形能力时，建筑物高度在 31m 以下时，仅进行容许应力计算和层间变形角计算就可以完成抗震设计，将其称作容许应力计算（即路径 2）。这里，应考虑为保有水平承载力计算的一个特例。另外，由法律规定的木结构和规模较小的钢结构，也取 $D_s=0.3$ 用容许应力法计算路径（即路径 1）。这三种计算路径不是孤立的，它们都包含在保有水平承载力计算中，理解此点很重要。

在评估钢结构的抗震性能时，广泛使用的是循环特性吸收能量或弹性应变能量的 2 倍的量，即无量纲化的累积塑性变形率 η 为评估钢结构塑性变形能力的指标。这里假定在用来表示剪力和水平变形关系的图-2.4.11 中的三角形 OAB 面积和梯形 OCDE 面积相等。它是基于大地震时，弹性反应和弹塑性反应时所吸收能量是相等的基本假定而成立。保有水平承载力特征系数，因为是弹性反应的最大剪切力 Q_{max} 与弹塑性反应的屈服承载力 Q_y 之比而形成。故 D_s 由以下公式给出（参照图-2.4.11）

$$D_s=\frac{Q_y}{Q_{max}}=\frac{1}{\sqrt{1+2\eta}}=\frac{1}{\sqrt{1+4\bar{\eta}}} \tag{2.4.1}$$

式中：η 和 $\bar{\eta}$ 被称为累积塑性变形倍率。η 是正负的累积塑性变形倍率（η^+，η^-）的和。$\bar{\eta}$ 是正负的累积塑性变形倍率的平均值。图-2.4.12 所示的是在讨论完全弹塑性型的恢复力特性时，累积塑性变形倍率 η 是正负的塑性变形增量的总和除以弹性变形 δ_y 的商。即

$$\eta^{+}=\frac{\Delta\delta_{p1}+\Delta\delta_{p3}}{\delta_y}Z \tag{2.4.2}$$

$$\eta^{-}=\frac{\Delta\delta_{p2}+\Delta\delta_{p4}}{\delta_y} \tag{2.4.3}$$

$$\bar{\eta}=\frac{\Delta\delta_{p1}+\Delta\delta_{p2}+\Delta\delta_{p3}+\Delta\delta_{p4}}{2\delta_y} \tag{2.4.4}$$

$$\eta=\frac{\Delta\delta_{p1}+\Delta\delta_{p2}+\Delta\delta_{p3}+\Delta\delta_{p4}}{\delta_y} \tag{2.4.5}$$

图-2.4.11 中所示的变形量 CD 的长度意味着它是经过正负反复滞回中的全部滞回循环的塑性变形的累积值。从公式（2.4.1）可以看出，结构所具有的 η 越大，D_s 即必要保有水平承载力越小，对结构来说就越好。

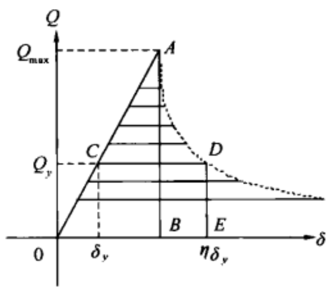


图-2.4.11　地震反应时的能量吸收

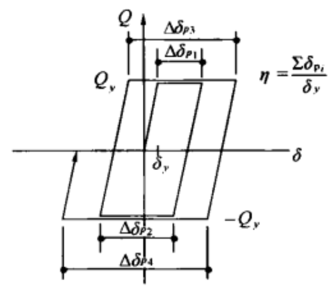


图-2.4.12　累积塑性变形倍率

如果，地震反应像脉冲震动一样仅在一个方向上存在的话，不论是完全弹塑性型还是滑移型，都不依存恢复力特性而变化。弹塑性反应的最大位移如图-2.4.11 所示的比 A 点最大弹性反应位移还要大的 D 点。但实际上，由地震产生的弹塑性反应的循环特性是由正负反复的滞回环来描述的，通常情况下最大反应位移值比弹性的最大反应位移要小。图-2.4.13 表示了在反复循环和最大塑性变形率 μ（最大反应位移除以屈服位移后的商）的关系。D_s 即 η 一定的情况下，随正负反复的循环性质和循环次数的不同，最大反应位移也不同。从这些图中可以看出，与滑移型相比，完全弹塑性型的反复次数越多，其最大反应位移 $\mu\delta_y$ 则越小。

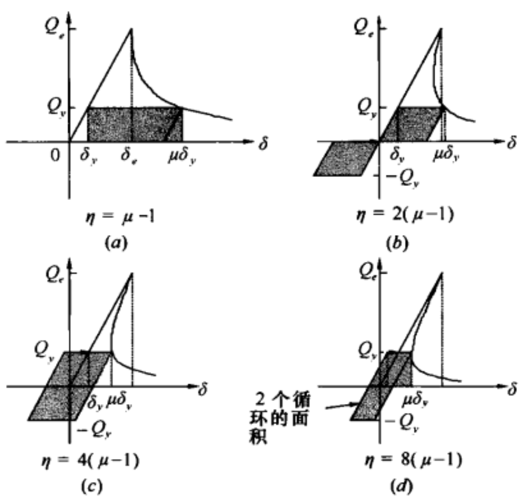


图-2.4.13　反复循环和最大塑性变形率

（a）单调 0.25 个循环；（b）滑移型的 1 个循环；

（c）完全弹塑性型的 1 个循环；（d）完全弹塑性型的 2 个循环

根据在施加能量一定时的地震反应谱，最大反应位移亦是可以预测的。所以

通过对具有双线型恢复力特性的剪切形多层框架为对象的解析，可以得到最大变形的上限和累积塑性变形的大体关系。

$$\mu \leqslant \frac{1}{4}\eta + 1 \quad 完全弹塑性型恢复力的情况(r_q = 0) \tag{2.4.6}$$

$$\mu \leqslant \frac{1}{8}\eta + 1 应变硬化型恢复力的情况(并且, r_q \geqslant 1.0) \tag{2.4.7}$$

式中：μ 是最大反应变形时的塑性率；r_q 是应变硬化型恢复力特性中，2 次刚度所产生的剪切成分 $_fQ$ 与屈服剪切成分 $_sQ_y$ 的比。（参照图-2.4.14，即 $r_q = {_fQ}/{_sQ_y} > 0$）公式（2.4.6）的右边的系数 1/4，相当于累积塑性变形的最大反应位移在正负一个循环下的量。公式（2.4.7）的右边的系数 1/8，同上内容的两个循环下的量。η 因为两者吸收能量相同而相等，应变硬化型恢复力的最大反应变形就小。$r_q \geqslant 1.0$ 的应变硬化型恢复力特性的结构是刚度较低弹性结构与刚度较大的弹塑性结构的组合体，例如带有时程阻尼的消能减震结构。如果要对设有橡胶隔震支座和阻尼装置的隔震结构进行必要性能的讨论时，可使用公式（2.4.7）。

当 $D_s = 0.25$，即 $\eta = 7.5$ 时，代入公式（2.4.6）能计算得到 $\mu = 2.88$。此时，对于最大反应变形的弹性反应变形的比为 $D_s \times \mu = 0.25 \times 2.88 = 0.72$。由于容许产生这样的塑性化，不仅降低了地震反应时的剪切力，而且也降低了反应时的位移值。不过，如 D_s 过小低于 0.15 时，地震反应的位移相反地还会增大，这从以上公式中很容易推导出来。另外，长细比较大的支撑结构，弹塑性恢复力为图-2.4.4（a）所示的滑移型的情况下，地震反应位移的正负偏差影响很小的话，由于所施加的能量为一定值，公式（2.4.6）右边的系数 1/4 可以置换成 1/2。

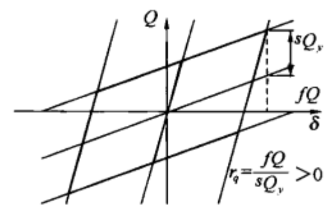


图-2.4.14　应变硬化型的恢复力特性

保有承载力的计算中虽规定了在一次设计时屈服变形的层间位移角要小于 1/200（满足附加条件时可小于 1/120），而二次设计时最大层间位移角却没有规定。但它们可以作如下的推定，即保有水平承载力时的屈服层间位移角 R_{y2}，可以近似用一次设计的屈服位移角 R_{y1} 乘以 D_s 与剪切力系数 C_o 的比值为最大层间位移角。即 R_{max} 可用下式表达：

$$R_{max} = \mu \cdot R_{y2} = \mu \cdot R_{y1} \frac{D_s}{C_o} \tag{2.4.8}$$

上式中：$D_s = 0.25$，$C_o = 0.2$，$R_{y1} = 1/200$，$\mu = 2.88$ 代入公式后，$R_{max} = 1/56$，当 $R_{y1} = 1/120$ 时，则 $R_{max} = 1/33$。像上述结果的由小的 D_s 和低的弹性刚度来设计的建筑物，大地震时虽然可以避免倒塌，但应意识到其将有可能发生相当大的层间位移角。

在平成 17 年（2005 年）国土交通部告示第 631 号发布的能量法的结构计算中，上述的在反复荷载作用下的效应，采用通过“塑性变形的累积的程度的数值 n_i”来实现。同告示中，累积塑性变形倍率是用正负的平均值 $\bar{\eta}$（$= \eta/2$）来表示的。采用以下公式时，主结构的 $n_i = 2$，阻尼器的 $n_i = 5$。

$$\bar{\eta} = n_i(\mu - 1) \tag{2.4.9}$$

$n_i = 2$ 时，与公式（2.4.6）一样相当于一个循环。而阻尼器的 $n_i = 5$ 时，相当于 2.5 个循环。主结构仍为弹性范围内而阻尼器的设置则是其早期屈服而促使其达到更多的反复荷载作用

下的塑性化效果。n_i 虽然是一个离散性较大的值，但通过稳定能量的换算值 η 可以推算出最大反应值 μ，因此采用的是其下限值。

钢结构设计中的保有水平承载力计算时的 D_s，按其结构的等级选为 0.25～0.50（0.05 为均等间隔）。如果建筑物的衰减及延性可以通过实验等适当的评估法作出，则 D_s 可以采用其他的方法算出。下式为其中一例：

$$D_s = \frac{D_h}{\sqrt{2\mu - 1}} \tag{2.4.10}$$

$$D_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \tag{2.4.11}$$

这里，μ 为结构主体的塑性率，h 为衰减定数。

公式（2.4.11）与极限承载力计算中求加速度的折减率 Fh 的公式是通用的。

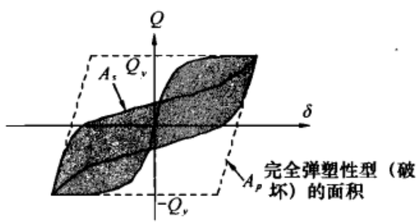


图-2.4.15　介于完全弹塑性型和滑移型的中间型的循环过程

由薄钢板用螺栓装配形成的轻钢结构的恢复力特性可用图-2.4.15 来表示。它显示了完全弹塑性型和滑移型之间的特性。此时的 D_s 可以通过以下的过程来求得。根据架构的实验结果，把某一规定的层间位移角时的时程循环曲线的面积作为 A_s，把层间位移角的完全弹塑性型循环曲线的面积作为 A_p，再把式（2.4.12）所求得的累积塑性变形倍率 η 乘以面积比 A_s/A_p，使其变小因此在滑移型成分的循环吸收能量降低的同时，D_s 将按比例增大。此时 D_s 可以用下式求得：

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\eta + 1}} \tag{2.4.12}$$

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\dfrac{A_s}{A_p}\eta + 1}} \tag{2.4.13}$$

公式中，η 是单向加载或反复加载时，骨架曲线的最大塑性率减去 1 的数值。层间位移角规定 $R=1/50$ 为标准。若按式（2.4.13）完全弹塑性时，$D_s=0.25$，（即 $\eta=7.5$）；由于 $A_s/A_p=0.5$，所以形成完全的滑移型，此时的 D_s 以 0.34 倍增大，其结果与结构等级第Ⅰ类的支撑结构的 $D_s=0.35$ 相同。

2-4-5　极限承载力计算法与等价线性法

保有水平承载力计算法，根据骨架的塑性变形力而求得的 D_s 来计算出结构必须具有的保有水平承载力应该大于结构所持有的保有水平承载力。对于前述的承载力的验证，极限承载力计算是通过假定结构在外荷载作用下，用与建筑物等价的单质点体系作为反应谱，将其反应值推算出来，将该结果再换算成结构或构件的变形和应力，并且验算它们没有超过结构及构件的极限值，来确认建筑物的安全性的方法。由于它意味着求解结构或构件的反应，也能说它是比按时程分析法更接近的计算方法。在极限承载力计算法中，用的是根据反应值推导出的反应谱和等价线性化的考虑方法。

在反应谱中，当地震作用时，首先确定单质点体系的振动模型，然后注意它所产生的加速

度、速度和位移的最大值，并通过其将质点体系的固有周期和衰减系数用参数表示出来。如果事先按各衰减系数计算出其反应谱，那么即使不进行时程反应分析也能求出地震时在任意周期下单质点体系的最大反应值。但这是假定结构对地震的线性反应近似为一次振型的反应。图-2.4.16 所示的就是周期为 T 的单质点体系的线性结构在受到地震作用时，其安全极限时的加速度反应值的最大值（S_a）。当衰减系数为小的情况时，速度 S_v 和位移 S_d 分别为 $S_v \fallingdotseq (T/2\pi) \cdot S_a$，$S_d \fallingdotseq (T/2\pi)^2 \cdot S_a$（参见附录 3 A3-2），并分别由图-2.4.17，图-2.4.18 来表示。

按每个衰减系数将 S_a 和 S_d 的关系所表示的曲线称为需求谱。图-2.4.19 是衰减系数为 5%时 S_a 和 S_d 的关系图。图中通过原点的直线的斜率是 $S_a/S_d = (2\pi/2T)^2$，若确定了固有周期 T，则该斜率就表示了一定的意义。也就是说衰减系数确定后，则利用与衰减系数所对应的需求谱与通过原点的直线的交点即可求得反应值。

但一般建筑在大地震时，是先由弹性状态进入弹塑性状态的，因此反应谱还不能直接使用。非线性反应的同时也要产生损伤，故结构的刚度和能量消耗能力随时间而变化，直至达到最大值。将它们置换到用最大反应时的等价刚度和等价黏性衰减形成的等价线形振动体系中的方法是等价线形化手法。用此方法来求最大的反应值。此时的振动模式假定为与结构的损坏无关。

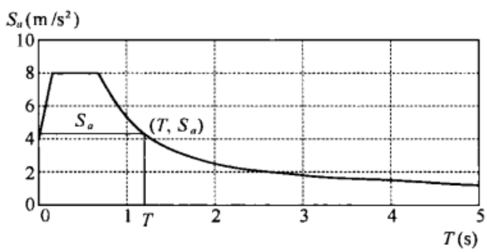


图-2.4.16　加速度的反应谱

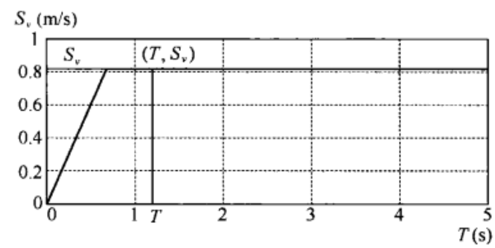


图-2.4.17　速度反应谱

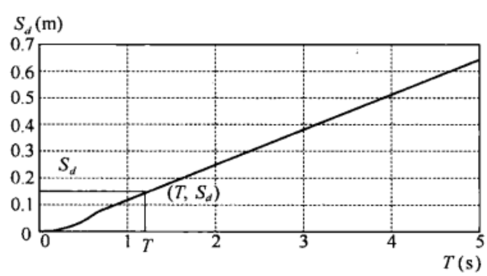


图-2.4.18　位移反应谱

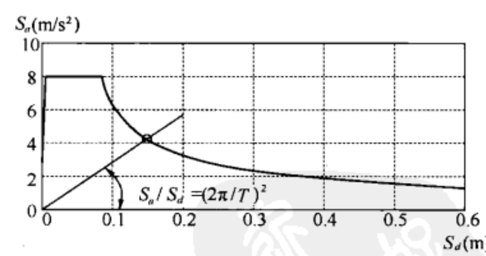


图-2.4.19　S_a—S_d 曲线

图-2.4.20 表示了根据荷载渐增法得到的荷载-位移曲线，实际上的建筑物由于受到地震的作用时具有惯性，故我们根据此曲线求其地震反应。现在我们把曲线上的安全极限点设为 A 点，则 A 点和原点 O 连接线的斜率就等于刚度 K。此时，因为等价固有周期 $T = 2\pi(m/K)^{1/2}$（参见附录 3 A3-2），则等价刚度就可以用式 $K = (m \cdot S_a)/S_d$ 来表示。图-2.4.19 所示的振动体系具有同等意义。因为在单质点体系中被置换的剪力-位移渐增曲线的纵轴用等价质量 m_e 来

除就得到加速度，这样就能描绘出单质点体系中的 S_a-S_d 曲线。我们把单质点体系中与荷载渐增对应的 S_a-S_d 曲线称为承载力谱。图-2.4.21 所示的是单质点体系中的承载力谱和某一衰减值下的需求谱（①～④曲线）。极限承载力计算法，就是要确认图-2.4.20 中所定 A 点的承载力，应比此时的等价固有周期下的由衰减而求得的必须的极限承载力要大的过程。图-2.4.21 中，把在承载力谱中的 A 点作为极限承载力的反应值，将 A 点和原点 O 连接，与极限状态 A 点下的衰减得到的需求谱的曲线③的交点为 B，称为必须的极限承载力。如果 B 点比 A 点靠近原点 O 的话，就可以认为结构是安全的。相比，极限承载力的反应值 A′点，必须的极限承载力为考虑衰减后的需求谱曲线②上的交点 B′点。此时，A′点比 B′点靠近原点，可以认为此结构在安全上有问题。

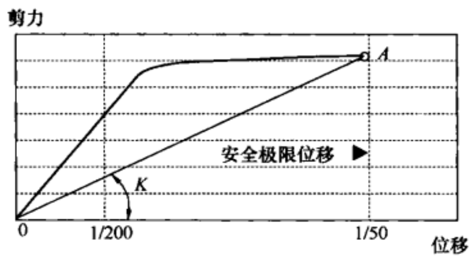


图-2.4.20　荷载-位移关系曲线

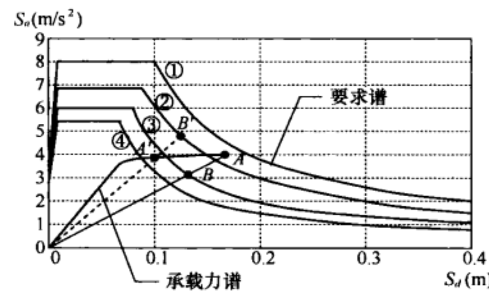


图-2.4.21　必要的极限承载力

上述极限承载力计算法是以对单质点体系模型化的等价线性方法为前提的，对于那些不适合模拟成单质点体系的建筑物，也就是不适于使用等价线形化方法的建筑物而言，亦不适用于极限承载力计算法。具体一些，有高次卓越振型的建筑物，有偏心而产生扭转的建筑物，产生竖向振动的大跨度建筑物，塑性率极大，仅在某一特定方向产生残余位移的建筑物等，不适用于极限承载力计算法。

2-4-6　基于能量平衡的设计和损伤的控制

以上叙述了因衰减而使加速度的峰值变得柔和，衰减亦是通过恢复力特性来描述其滞回环，归根结底就是在吸收能量。能量守恒的法则是成立的，那么我们就用能量的观点来观察地震由发生到终止的整个过程，由地震波给建筑物输入的能量，可以通过振动方程式进行积分来计算。在单质点体系的结构模型，由地震而输入的能量考虑成等价的速度 V_E，则就可以描绘出反应谱。图-2.4.22 就是通过基于能量平衡而得到等价的速度反应谱。它是由抗震计算（告示平成 17 年国土交通部告示第 631 号文件）给出的。

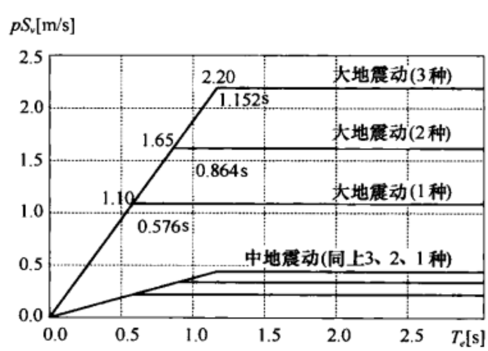


图-2.4.22　从地震输入能量的等价速度反应谱（出处 2）

受地震加速度作用的单质点体系的振动

方程，由公式（2.4.14）表示。

$$m\ddot{y}+c\dot{y}+f(y)=-m\ddot{y}_0 \tag{2.4.14}$$

公式中，m 为质量，y 为位移，c 为黏性衰减系数，$f(y)$ 为恢复力。公式两边乘以 $\dot{y}$，对时间 $t=0\sim t$ 进行积分，

$$m\int_0^t \ddot{y}\dot{y}\mathrm{d}t+c\int_0^t \dot{y}^2\,\mathrm{d}t+\int_0^t f(y)\dot{y}\mathrm{d}t=-m\int_0^t \ddot{y}_0\dot{y}\mathrm{d}t \tag{2.4.15}$$

$$\underbrace{\frac{m\dot{y}^2}{2}+\frac{ky^2}{2}}_{E_e}+E_p+c\int_0^t \dot{y}^2\,\mathrm{d}t=-m\int_0^t \ddot{y}_0\dot{y}\mathrm{d}t \tag{2.4.16}$$

式（2.4.15）的右边是由地震给体系输入的总能量，左边第 1 项为动能 $m\dot{y}^2/2$，第 2 项为由黏性衰减而消耗的能量 E_c，第 3 项是弹簧系统所储存的弹性应变能 $ky^2/2$ 和塑性应变能 E_p 之和。其中动能和弹性应变能之和形成弹性振动能 E_e。E_e 在地震结束时由于黏性衰减而被消耗，直至为零。

E_p 使结构产生永久变形，它起着抗震的作用，不过它会给结构带来明显的损坏。在对多质点体系结构模型进行地震反应分析后，可以发现，各楼层产生塑性变形而消耗的塑性能量 E_p 亦不同。在框支剪力墙结构中的底层框架楼层，和其他层相比其强度非常弱而且会发生很大的塑性变形。为此，至今为止的抗震设计，还是要考虑尽量把损坏均分给各个楼层为宜。这样，各层的损坏能量，即 E_p 被均匀地分配给各个楼层。把沿着建筑物高度方向上的强度分布作为最佳剪力系数求解出来，并根据其偏离量来预测集中损伤。当然，剪切形模型和弯曲形模型是不一样的。图-2.4.23 所表示的是剪切形结构的最佳屈服剪切系数的分布。

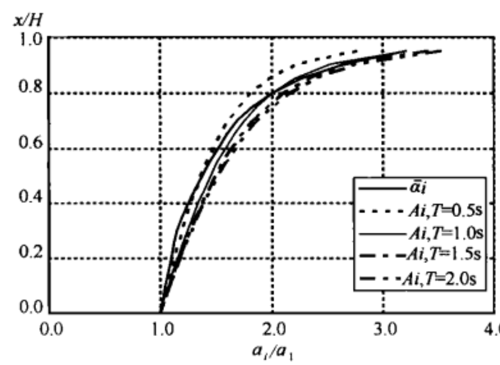


图-2.4.23　最佳屈服剪切系数的分布（出处 2）

平成 17 国土交通部告示 631 号通告中的能量平衡抗震设计法，关于各楼层所受的损伤集中作了如下的规定。设输入到 i 层的能量为 Es_i，输入到整个建筑物的总能量为 Es，则

$$Es_i=\frac{s_i\ (p_i\cdot p_{ti})^{-n}}{\sum_{j=1}^{N} si\ (p_i\cdot p_{ti})^{-n}}\cdot Es \tag{2.4.17}$$

式中，s_i 表示各层累积塑性变形率 η 相同时，具有理想强度分布的建筑物的各楼层的能量分配比，其理想的偏离量用 p_i 表示。s_i 和 p_i 是基于各楼层的质量和承载力，根据所规定的计算公式来求得。p_{ti} 是考虑由偏心产生的扭转振动的修正系数，其值范围为 0.85～1.0。n 是根据结构的性质，用来评估能量集中程度的值。当柱的强度充分大，不能形成层破坏机构的结构为 $n=4$，其他结构为 $n=8$。

但结构解析和地震反应解析都是通过计算机来进行，现在已具备能得到详细解析结果的环境条件，所以不是被动地去寻找建筑物的损坏，而是如何去尝试实现积极控制建筑物的损坏。

作为其中一例，在钢结构中同时使用两种钢材，让建筑物的一部分使用高强度钢材，无论到什么程度都保持为弹性体；另一部分使用低屈服点钢材，使其充分的产生塑性变形，只让其承受部分损伤，充分利用钢材所具有的特性形成并设结构来承受地震。此种结构，地震后可把损坏集中部分的构件替换下来就可以了。不过，必须把握对较小地震和风荷载时结构的动向。

另一方面，设置各种油压阻尼器，来控制由衰减所消耗的能量 E_c，因此出现了可以减低损坏即塑性性能 E_p 的消能减震结构。进而又实现了由计算机控制的可根据时刻变化的建筑的反应而对应的衰减机构，来实现主动消能减震。

另外，在建筑物和基础之间插入由多层橡胶组成的隔震装置，可以延长建筑物的固有周期并使其能形成稳定的滞回环的结构，由其吸收地震能并且上部结构体控制在了弹性范围内。这样的隔震结构现已普及。此时，基础与上部结构之间将产生较大的位移，必须对此影响采取对策。

2-4-7 抗震设计和电算程序

到目前为止所论述的结构设计就是假定结构形式，并把其归纳成用杆件、质点和弹簧组成的模型。另外，荷载和外力与实际情况之间不能正确理解的部分也很多。不过它毕竟是按照建筑基本法所定的规定，将地震产生在建筑物的作用时的状态进行应力解析。其结果是通过变形的状态和各种极限状态发生的顺序而来判断出结构安全与否。由于进行结构分析、应力分析、振动分析等的诸过程依靠的是电子计算机的普及和发展，所以不论从正交的平面体系到任意形状的立体空间结构，还是从弹性分析范围飞跃扩大至塑性分析范围，结构设计的自由度都大大增加了。一般市面上所销售的应用软件，有用于结构分析的程序（RESP，TDAPⅢ，STAN-3D，STAAD等），有用于求解连续体应力的有限元分析程序（ABAQUS，NASTRAN，DIANA，MIDAS等），设计者可根据需要自由选用。结构分析用的程序，主要是把梁柱等构件作为一个元素进行模型化，通常在结构分析中把楼板在平面内假定为刚性作移动（刚床假定）。与其相应，有限元法分析程序是对刚床假定不成立的结构，把楼板作为连续体的一个元素；或构件有相当复杂的截面和形状不能作为一个元素等情况进行结构分析时所使用。但一定要注意，这时的结构模型化（支承条件、屈服条件、有效宽度、恢复力特性、破坏条件等）及荷载与外力（大小、分布状况等）是否合理。因为电算程序仅是结构设计中的一种被使用的计算工具，其计算结果的正确合理性，必须由第三者进行客观性的确认。因此，程序的构成，理论背景及其输入时的数据都要求公开，而且软件的使用者应对其理论背景要理解，根据目的要能够恰当且灵活的使用，这一点特别重要。

结构计算从最初开始输入计算条件至最后的构件确定计算为止的一系列计算过程都包括的程序称为结构一贯通用程序。该软件必须通过国土交通部的审查认定，这也是在建筑基本法中要求的设计确认申请时，迄今为止作为附录资料可省略制度中，存在以下问题：

①超出软件的审查认定范围外的使用，导致采用了不恰当的结果。

②软件选择不当。

③发生设计变更时没有重新再计算。

④建筑法令、通告等有改变时，也不对程序进行相应的修改。

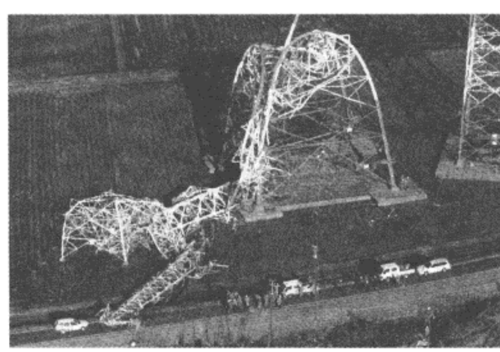
⑤由于国土交通部的认定程序没有使用期限，所以存在新旧版本混用的状态。

为此，建筑基本法第 2 条已对程序给出如下定义：对计算机输入指令，并能够得到被组合起来的一个结果。即一贯通用程序，在输入条件完整的情况下，只能得到同一个结果的限制条件。建筑基本法的第 20 条以法规的形式正式规定了这样一条，就是只有使用国土交通部认定批准的软件才能确保安全性。鉴于上述程序使用中出现的问题，将程序的基本事项、假定条件和计算理论、使用方法、合理性判断的再计算方法、维修方法等等定为必须经过评审和通过认定的内容。虽然是忠实遵守法令、告示，再输入参数后只能得到一个正确结果的一贯通用程序，但其要将被设计的建筑物的动向，所考虑的极限状态发生的整个顺序过程的印象正确反映出来还处于相当遥远的状态。随着计算机的不断发展，建筑物的破坏过程在计算机上用视觉来反映出来的阶段最终会到来。要实现这一目标，同样只有通过实验以及对实际受灾的建筑物倒塌案例的分析，对实际受灾各种建筑物的力学动向的训练，这些都是不可缺少的。

2-5　抗风设计若干概念

2-5-1　台风、飓风下的建筑物的受害

日本不仅是一个地震多发国，也是一个以台风为代表的飓风多见国。近年来经常有有关遭受台风后建筑物破坏的报导。如 2006 年 9 月 17 日宫崎县延冈市 13 号台风而发生的龙卷风灾害（死亡 3 人）；2006 年 11 月 7 日北海道佐吕间町受低压气流影响而发生的龙卷风灾害（死亡 9 人）；2005 年 12 月 25 日山形县酒田市突然被大风所袭，建筑物虽未受害，但发生了羽越线列车倾翻事故（死亡 5 人）。照片-2.5.1 是 2002 年 10 月 2 日茨城县遭受台风 21 号时铁塔发生倒塌破坏时的情景。看来必须保持每年在日本的什么地方都会发生飓风灾害的认识是很重要的。



照片-2.5.1　受台风袭击而倒塌的铁塔（出处 3）

按结构种类分，飓风破坏最多的是木结构和钢结构。从受损位置来看，屋面装修材料的剥落、吹翻，屋顶和雨篷部分的毁坏，铁塔和广告牌的倒塌等为最多。因为这些部分自重很轻，风荷载比地震作用更大。故在钢结构设计中，不仅要考虑地震作用，更要对风荷载十分的重视。

2-5-2　风荷载的种类

结构设计时用的风荷载分类，如图-2.5.1 所示。

结构骨架用风荷载是指作用于结构体主要构件梁柱的风荷载。该荷载可细分为顺风方向荷载、与风正交方向荷载、扭转风荷载。顺风方向荷载是与风相同方向的荷载，其由定值的平均

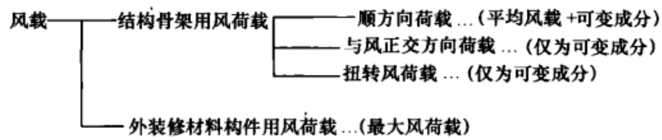


图-2.5.1　设计用风荷载的分类

风载和偏离中心的可变风载组成。与风正交方向荷载是垂直于风方向的荷载，如图-2.5.2 所示，在气流中，由于涡流效应而产生的建筑物背面脉动影响而发生，此荷载平均值为零，仅为可变成分。扭转荷载如图-2.5.3 所示，由于风压的无规律分布和气流产生的涡旋等因素，致使作用在建筑物的外墙上的风压并非对称而使建筑物受到扭转荷载的作用。此荷载的平均值为零，仅为可变成分。

外墙装修材料构件用风荷载，就如其名称所示，意义为屋面材料和外墙材料等外装饰材料的设计时采用的风荷载。此荷载，亦适用于固定外装修材料的屋面檩条，墙面檩条，小梁和小柱等次结构构件。外装修构件用风荷载，是基于最大风压力来定义的，因此它往往比结构骨架用风荷载要大。如果用结构骨架用风荷载来设计次结构构件的话，就会造成屋面檩条，墙面檩条等外装修材的脱落，剥离破坏。此外，外装修构件用风荷载是对屋面和外墙面直接作用的荷载，对于一个面有正压和负压的外力发生，因此对其的安全性的验算更要予以重视。

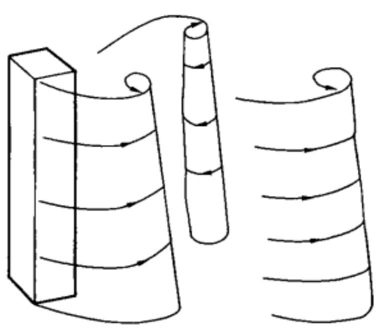


图-2.5.2　加里曼涡流（出处 4）

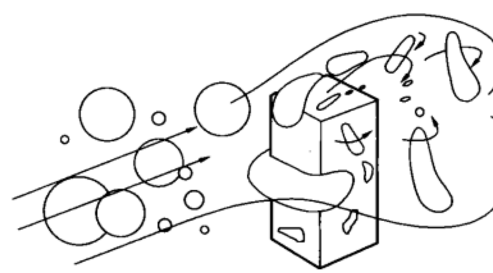


图-2.5.3　扭转风荷载（出处 4）

2-5-3　风荷载的计算方法

风荷载是随时间和空间而变动的动荷载，它作用于建筑物的连续时间短则数分钟、长则达几个小时，因此它作用的过程有其概率性。在某些法规及指南中被定义为静外力（确切点讲是准外力）。目前，在结构设计中所使用的风荷载的计算方法有以下 3 种。

（1）建筑基准法所规定风荷载

结构骨架用风荷载中的风压力 W（N/m²），由建筑基准法施行令第 87 条给出用以下公式求得，

$$w = q \cdot C_f \qquad (2.5.1)$$

式中，q 为风压（N/m^2），C_f 为风力系数。

风压 q 用以下公式表示。

$$q = 0.6E \cdot V_0 \tag{2.5.2}$$

式中：V_0 为告示平成 12 年建告第 1954 号通告中给出的基本风速，根据全国各城市位置如图-2.5.4 所分布的那样为 30～46m/s 范围内。E 为屋面高度（H 单位：m）及考虑建筑物周边环境（地面粗糙度），用以下公式计算。

$$E = E_r^2 \cdot G_f \tag{2.5.3}$$

式中：

$H \leqslant Z_b$ 时
$$E_r = 1.7\left(\frac{Z_b}{Z_G}\right)^{\alpha} \tag{2.5.4}$$

$Z_b < H$ 时
$$E_r = 1.7\left(\frac{H}{Z_G}\right)^{\alpha} \tag{2.5.5}$$

式中：Z_b，Z_G 及 α 是根据地面粗糙度类别Ⅰ～Ⅳ，即表-2.5.1 给出的系数。G_f 为根据地面粗糙度类别的阵风影响系数，即表-2.5.2 给出的数值。这里，阵风影响系数 G_f，是由于风的随机性引起建筑物在顺风方向振动的外荷载作用影响时的评价系数，用飓风中建筑物所产生的最大位移和平均位移的比值来表示。

风力系数 C_f 为

$$C_f = C_{pe} - C_{pi} \tag{2.5.6}$$

这里，C_{pe} 为风荷载体型外压系数（正压），是屋外方向垂直于墙面的压力系数；C_{pi} 为风荷载体型内压系数（负压），是屋内方向垂直于墙面的压力系数。二者都在平成 12 建告 1454 号的通告中给出。

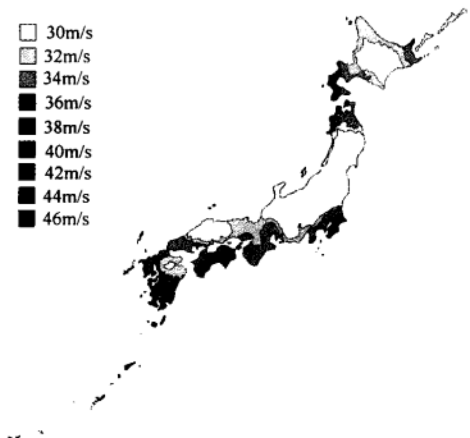


图-2.5.4　基准风速分布（出处 5）

表-2.5.1　按地面粗糙度类别区分 Z_b，Z_G 以及 α

地面粗糙度类别		Z_b（单位 m）	Z_G（单位 m）	α
Ⅰ	地处城市规划区以外，极其平坦而又无障碍物由行政厅指定的区域	5	250	0.10
Ⅱ	地处城市规划区以外，除Ⅰ以外的区域（建筑物高度在 13m 以下的除外）。或地处城市规划区以内，地面粗糙度Ⅳ区以外的地区域内，距离海岸线、湖岸线（距对岸的距离大于 1500m 以下同）500m 以内的地区（但建筑物高度在 13m 以下同时距该海岸线或湖岸线的距离超过 200m，而且建筑高度在 31m 以下者除外）	5	350	0.15
Ⅲ	地面粗糙程度在Ⅰ、Ⅱ或Ⅳ以外的地区	5	450	0.20
Ⅳ	地处城市规划区以内，城市化极其显著因此被特定行政厅规定的区域	10	550	0.27

表-2.5.2　地表粗糙度影响系数

H 地表粗糙度类别	(1)	(2)	(3)
	10m 以下时	大于 10m 而小于 40m 时	大于 40m 时
Ⅰ	2.0	（1）和（3）为两端值，中间值按直线插值变化	1.8
Ⅱ	2.2		2.0
Ⅲ	2.5		2.1
Ⅳ	3.1		2.3

其次，关于外装修材料构件用风荷载，在建筑基本法实行令第 82 条及平成 12 建告第 1458 号的通告中，明确规定了屋面材、外部（墙）装饰材、屋外墙等应按照最大风力系数进行计算。

如上所述，建筑基本法中已经给出结构骨架用风荷载和外装修材构件用风荷载的明确定义。结构骨架用风荷载在顺风方向的荷载已经给出，与风正交方向和扭转风荷载的计算，则请参照日本建筑学会编著出版的《建筑物荷载指南》。

结构骨架用风荷载设定为“罕见飓风”和“极其罕见飓风”两个等级，与重现期为 50 年和 100 年的风速相对应。重现时的风速用换算系数 R 表示，下式是日本建筑学会编著出版的《建筑物荷载指南及解说 1993 年版》给出的公式。

$$R = 0.54 + 0.10\ln(T) \tag{2.5.7}$$

式中：T 为重现期（年数）。

建筑基本法所规定按容许应力度设计法时，对罕见飓风的风荷载为重现期 50 年的风速，即 $R(50)=0.931$。而极其罕见飓风的重现期为 500 年的风速，即 $R(500)=1.161$。两者之比的平方为风压力（即风荷载）的比率，即 $(1.161/0.931)^2=1.555$，约 1.6 倍。罕见飓风时用容许应力度法进行设计，极其罕见飓风时用极限承载力设计法进行设计。

（2）日本建筑学会编著出版《建筑物荷载指南》中的风荷载

结构骨架用风荷载和外装修材料构件用风荷载都给出了定义。结构骨架用风荷载的顺风方向荷载、与风正交方向荷载及扭转风载全部可以根据计算求得。指南中，基本风速的重现期定为 100 年和 50 年，任意的重现期风荷载的计算皆为可能，其在国土交通部认定设计途径的时候，亦有可能被要求。另外，建筑基本法中“罕见飓风”的基本风速的重现期周期约为 50 年，而《指南》中重现期为 100 年，此点二者不同。

（3）风洞实验中的风载

（1）前述（1）和（2）中给出的是建筑物基本形状下的风力系数，实际上的建筑物大多数形状是比较复杂的，这时要进行风洞实验，以直接对风荷载进行评价或仅测定其风压系数，通过（1）、（2）求出风压进行组合而求得风荷载。

风荷载不仅以不同的风压作用于建筑物的外侧迎风面、侧面及外侧背风面，在建筑物的内部亦产生风压力。把作用于各部位单位面积的风压力用风速 q 去除，得到的值就是风荷载体型系数。作用于建筑外墙面上的风压系数称为外压（正压）系数 C_{pe}；而建筑物内侧墙面上的风

压系数称为内压（负压）系数 C_{pi}。另外，作用于建筑物或外装饰材上的风压力除以风速和作用面积，得到的值称为风力系数。顺风方向的风力系数 $C_f = C_{pe1}$（迎风面风力系数）$- C_{pe2}$（背风面风力系数）。而迎风面墙体的风力系数 C_f 墙 $= C_{pe1}$（迎风面风力系数）$- C_{pi}$（迎风面的内压）。

2-5-4 建筑物的抗风设计

（1）低层建筑物的抗风设计

作为低层钢结构的代表例是体育馆和工厂等跨度比较大的建筑物，它们大多采用压型钢板和彩钢板等钢板材作为外装饰材料（屋面材料和墙体材料）。因此建筑物的自重轻，风荷载不仅对外装饰材料和结构的次构件，也对主结构构件起到支配作用。因飓风而破坏的建筑物大多属于此类建筑，所以应慎重地进行抗风设计。

（2）高层建筑的抗风设计

高度超过 31m 的高层建筑及超过 60m 的超高层建筑大多采用钢结构。此规模的大部分建筑物，决定构件截面设计的水平力为地震力，但建筑物的宽高比很大的建筑物和高度超过 300m 的超高层建筑往往会出现结构构架用风荷载大于地震作用内力现象（设计由风荷载决定，译者加注）。而且往往也会出现与风正交风向的风荷载大于顺风荷载的现象。在实例中，高度为 296m 的横浜陆上标志塔的一部分主要结构构件是由与风正交方向的风荷载而决定的。

另外，除了高层建筑的风荷载下的安全性确认外，重现期 1 年程度的风速水平的风荷载亦可能引起建筑物的居住性上的问题。这是由于风的摆动引起建筑物水平振动，致使内部居住者感到不适。此问题将在 2-8-2 章节详细解说。进而，为了提高地震时结构安全性以及改善由风引起的振动居住性能，在钢结构的高层建筑中设计消能减震的案例也在增多。建筑物为消能减震结构时，除了静态的设计以外也按通过时程反应谱分析进行动态设计，以便更好地掌握消能减震装置的动向。对于动的风荷载，是采用根据建筑物的一次固有周期制成建筑物模型进行风洞实验来求得时程数据，或者是采用根据风荷载的动力谱制成模拟风力，作用于时程反应分析模型进行解析。

2-6 承受雪荷载建筑物设计时的若干概念

2-6-1 雪荷载的设计方针

建筑基本法中对雪荷载，积雪的单位荷重，垂直积雪量，屋面形状系数，雪檐都有规定。在寒冷积雪地区会产生下雪，积雪，漂移堆积，雪檐，雪飘（风引起的堆积）等现象，设计者必须对其评价后才能进行设计。此时，要对积雪，风向风速，气温等数据进行分析，对上述各种现象的性质要有预测，这些很重要。

雪荷载的设计，首先是对屋面积雪的处理，即考虑是除去积雪还是让其留在屋面的决定开始的。屋顶除去积雪时，雪荷载是减小了，但堆雪处理和动线方案也有一定限制。另一方面，当考虑屋面结构来承受积雪荷载时，与卸雪方案相比结构构件截面虽增大了，但此时建筑物周围不需要堆雪场地。并且，进出入建筑物的动线限制也减少了。以上所述的除雪方案各有利弊，故要根据建筑物的全体情况综合考虑。

(1) 建筑基本法中的雪荷载

屋面在每平方米的水平投影面积上的积雪荷载 S（N/m^2）由建筑基本法施行令第 86 条按以下式给出。

$$S = d \cdot \rho \tag{2.6.1}$$

这里，d 为垂直积雪深度（cm），ρ 为积雪单位荷重（$N/cm/m^2$）。

垂直积雪深度 d

$$d = \alpha \cdot ls + \beta \cdot rs + \gamma \tag{2.6.2}$$

这里，ls 为标准标高（海拔，单位：m），rs 为海率（在周边地区积雪的圆形面积范围内，海洋所占面积对周边地区圆形面积的比）。α，β，γ 是根据平成 12 建告第 1455 号通告中按地域给出的数值。

由式（2.6.2）计算出的垂直积雪深度大于 1m 且年均降雪日数为 30 天以上的区域，被政府的特定行政厅指定为多雪区域，其他区域则为一般区域。

积雪的单位荷载 ρ，一般区域为 $20N/cm/m^2$ 以上，多雪区域则由特定行政厅给出各所规定的数值。

屋面有坡度并且没有设置止雪装置时，可以用下式的屋面形状系数 μb 乘以屋面的积雪荷载以对屋面积雪荷载进行折减。

$$\mu b = \sqrt{\cos(1.5\beta)} \tag{2.6.3}$$

这里，β 为屋面坡度（单位：度，60°以下）。

雪荷载按工程所在地是否是特定行政厅所指定的多雪区域而不同。建筑基本法施行令第 82 条规定，对于多雪区域其积雪荷载的 0.7 倍作为长期荷载来考虑。即，

平时：$G+P+0.7S$（一般区域：$G+P$）

积雪时：$G+P+S$（一般区域：$G+P+S$）

暴风时：$G+P+W+0.35S$（一般区域：$G+P+W$）

地震时：$G+P+K+0.35S$（一般区域：$G+P+K$）

这里，G 为由恒荷载所产生的力；P 为活荷载所产生的力；S 为积雪荷载所产生的力；W 为风荷载所产生的力；K 为地震所产生的力。

雪荷载也设定为偶发积雪和罕见最大级积雪两个荷载等级，各自与重现期为 50 年和 500 年的积雪状况相对应。对积雪的重现期换算系数 R，《建筑物荷载指南》提示给出下式：

$$R = 0.40 + 0.13\ln(T) \tag{2.6.4}$$

其中，T 为重现期（年）。

建筑基本法中对容许应力度等计算时，规定偶发积雪的积雪荷载是基于 50 年重现期的积雪量，则 R（50）＝0.908。而罕见最大级积雪的积雪荷载是基于 500 年重现期的积雪量，其 R（500）＝1.208。两者的比就是积雪荷载的比。罕见最大级积雪的雪荷载是偶发积雪的雪荷

载的约 1.4 倍（1.208/0.908=1.33）。偶发积雪状态时用容许应力度法设计，罕见最大级积雪状态时用极限状态设计法设计。

(2) 除雪时的设计

首先阐述一下除雪时的设计顺序和注意事项。坡屋顶的积雪下滑与否是由雪的下滑力（雪滑动方方向的力）和阻止雪下滑的力（静摩擦抵抗力，张拉抵抗力和冻结抵抗力）的大小来决定的（图-2.6.1）。下滑阻力中，起最大作用力的是冻结抵抗力。气温零度以下时，积雪与屋顶表面冻结在一起，则不能下滑，因此零度以上为积雪的下滑条件。决定坡屋面的积雪荷载时，要有拟建场地区域的过去的气象资料，根据连续寒冬日数期间的累积降雪深度进行统计分析，求出积雪荷载的最大值或 50 年重现期一遇的积雪荷载。此时当气温在零度以上时，积雪会从屋顶下滑，因此要根据寒冬日的连续日数所降雪量的增加等进行比较，确定积雪荷载（图-2.6.3）。其次，坡顶屋面一直有积雪下滑方向的力在作用，它随着积雪荷载和坡度的增加而增大。该下滑力在积雪的各层界面内产生剪切力。当剪切力超过积雪的界面层的剪切承载力时发生剪切破坏，积雪就产生下滑。积雪剪切承载力，界面以上继续积雪时就会产生下滑现象，即屋面坡度决定了最大积雪量。超过最大积雪时可以通过计算来调整坡度以控制积雪量（图-2.6.2）。

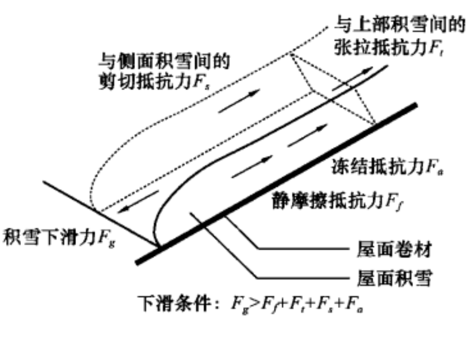


图-2.6.1　屋面积雪的作用力

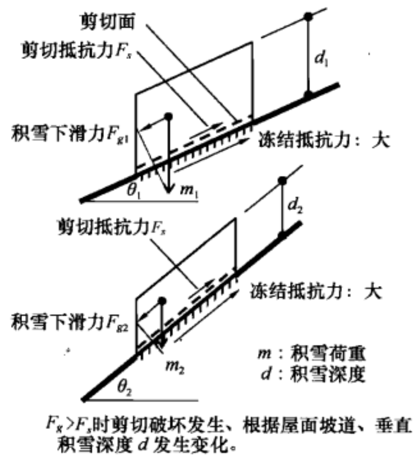


图-2.6.2　坡屋顶和冻结时的剪切破坏

以上的方法适用于屋顶上的积雪能顺利下滑的场合，同时必须注意以下几个要点：

①选用使积雪能够比较容易滑下的屋面材料，并且保证足够的屋面坡度。

一般采用静摩擦系数小的彩钢板，不锈钢板等金属材料，表面附有氟素膜的材料也适用，此时屋顶坡度必须保持在 10°以上，最好能在 20°以上。

②烟囱、凸窗、天窗等因妨碍积雪下滑，尽量不露出屋面。

因为从屋顶上下滑下来的雪会被挂住，并同相邻的雪相互攀附，而使滑不下去的雪的范围渐渐扩大。当必须要设置烟囱时，可设置顺雪板等措施，使积雪从烟囱侧面下滑下去（参见照片-2.6.1）。

③屋顶屋脊部设置顺雪板

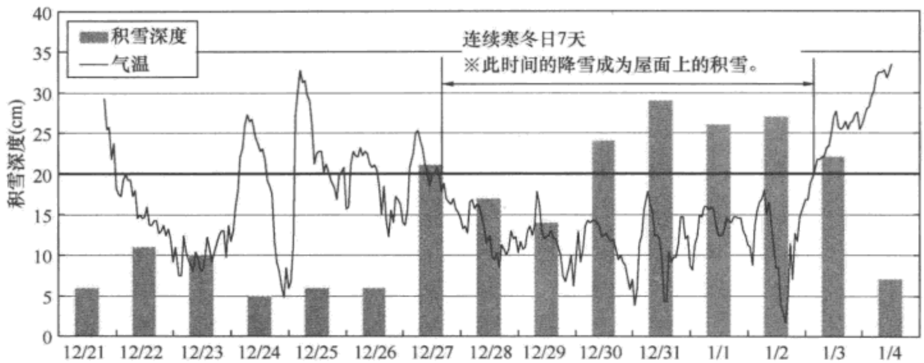


图-2.6.3　连续寒冬日和屋顶积雪的关系（六日市、2004 年 12 月 21 日～2005 年 1 月 4 日）

坡屋面等屋脊的两侧有斜面的屋顶，屋脊处由于积雪的引拉应力的作用，使两侧的屋顶不容易下滑。在屋脊处设置顺雪板，就能消除积雪之间的引拉应力促使积雪下滑（参见照片-2.6.2）。

④保证屋面檐口有足够的高度

从最高屋面滑下的积雪将堆积在下段屋面，当积雪逐渐堆积到达檐口，雪就不能下滑。如果必要的堆雪空间和檐口高度不能保证的话，就要随时除雪。

另外对飞雪现象也要进行研讨。从屋顶上滑落下来的雪冲向别的雪堆和地面，会向四面八方散开形成 2 次降雪现象。像体育馆等大型建筑物的周边构筑物等有可能受到损害。虽然目前几乎没有此类飞雪现象的报导，也还是要根据拟建建筑物的除雪规模做实验，再现飞雪模拟状况，基于其结果采取设置防止飞散栅栏和圈定禁止入内范围等对策。

设计时所采用的积雪密度为大家所知，多雪区域通常为 0.3g/cm^3，3 月以后进入融雪期时为 0.4～0.5g/cm^3。另外有气象资料为依据的，也可采用大于 0.5g/cm^3 的值。融雪时期积雪深度会变小，通常作为雪荷载不成问题，但对于大型屋面的积雪，堆积时间很长，必须要加以注意。



照片-2.6.1　烟囱的顺雪板



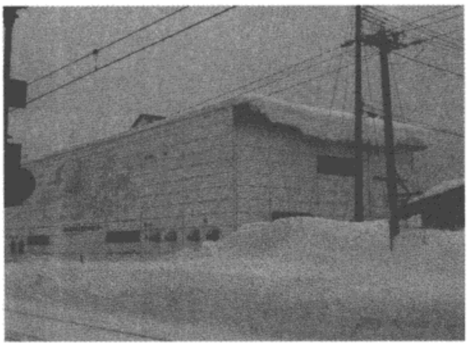
照片-2.6.2　屋脊的顺雪板

(3) 有雪堆积时的设计

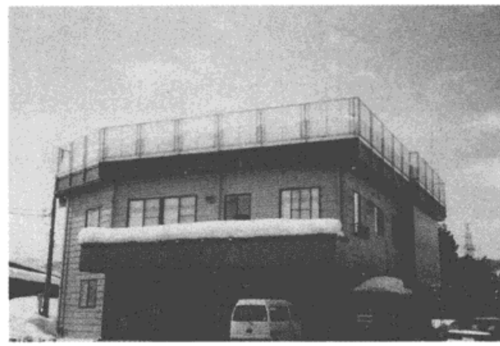
以下阐述一下有雪堆积时设计的注意事项。因为屋面会积雪，所以必须考虑其积雪荷

载。但对于高低差屋顶的情况下，由于风的影响高低差屋顶侧向会出现比一般积雪深度高的雪堆积现象。此部分积雪荷载的增大，必须引起注意。另外，在背风面一侧会形成冰雪状的悬壁檐，此处要增加防止设施或在其下方不要设进出入口等对策（参照照片-2.6.3，照片-2.6.4）。

其他，如设置融雪装置，使屋顶上的积雪融化的情况，应保证融化的雪水能够被及时排掉。雨水排水管被垃圾及冻冰堵塞而使融化的雪水排不掉，将成为屋顶漏水的原因，务必引起注意。



照片-2.6.3　风下侧形成的雪溜



照片-2.6.4　雪溜防止围栏

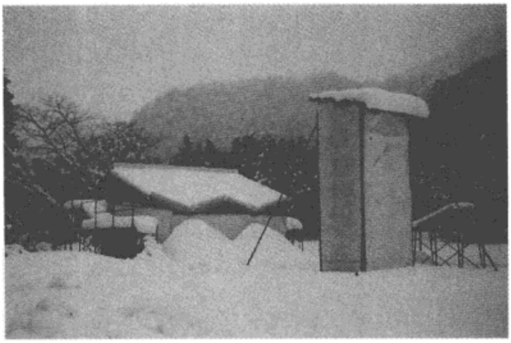
2-6-2　雪荷载的模拟实验

到此为止，我们已经阐述了在雪荷载作用下的建筑物的设计顺序及注意事项，亦有必要通过实验获得有信赖性的数据来验证雪荷载的作用效果。积雪的摩擦系数，冻结抵抗等物理数据或者一般屋面形状下的雪堆积和冰雪状的悬壁檐等，有许多研究者的研究报告可以参考，这里仅介绍 3 个由特殊形状代表建筑物的有关实验。

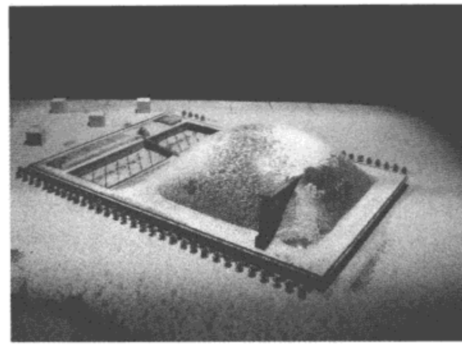
首先是现场下滑雪的实验，是在拟建场地（或者附近）采用了根据实际建筑物屋顶形状的 1/2 大小的模型来确认其下滑雪现象和特性。实验时应掌握当时的室内外温度、积雪下滑时的屋面积雪厚度和下滑速度。前章也阐述了屋顶上积雪荷载的设定、冻结抵抗力与气温 0℃的关系，若实验时气温不是 0℃的话，则必须加以考虑。可根据调查实际积雪下滑时的屋顶积雪深度，推算出设计用屋面积雪厚度的安全率。如果积雪下滑速度很慢，需要数日，则有可能要调整屋面坡度。这是最基本的也是最重要的实验（参见照片-2.6.5）。

其次是关于风雪的风洞实验。将实验模型放在风洞室内用活性白土等作为模拟雪，再现风雪时降雪的现象，对雪堆积和吹雪现象作出预测。模型比例按风洞室的大小而定，可采取建筑物全体模型或部分模型。对于形状特殊或周围用地条件比较复杂的建筑物，经常做此种实验（参见照片-2.6.6）。

最后是落雪的飞溅实验。这是对落雪的飞溅而采用对策的实验。首先设定冰雪块的大小和冲击速度，用高空作业吊车或在等高的建筑物上用设定的速度使冰雪块落下产生冲击。冲击碰撞后冰雪块被粉碎，并向周围飞散，测定此时的飞溅范围和距离。此实验最适合用于停车场的设置方案等，如果要想获得飞溅防止栅栏高度的话，可以用摄像机等记录冰雪块的竖向飞溅状况，从而作出飞溅曲线，以采取必要的相应措施（参见照片-2.6.7）。



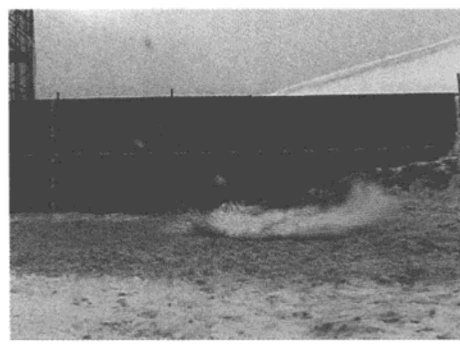
照片-2.6.5　下滑雪实验现场（前侧为录像棚）



照片-2.6.6　风雪风洞实验的实施案例



(a)



(b)

照片-2.6.7　雪块落地实验

(a) 实验现场；(b) 雪块冲击地面时的状况

截至目前，虽然许多研究者通过各种各样的调查做了大量的研究工作，但仍然经常有雪灾报导。可想而知对于风雪现象预测困难很多。由于气候的异常，可能会发生超过设计值的积雪和堆雪，局部雪飘堆积等现象。对于这些超常风雪现象要有其相应的管理办法显得尤为重要。这里举个例子说明除雪的冬季管理。首先，通过日常管理进行确认，在发生万一状况前先进行除雪。此时，应考虑除雪作业的时间，次数和效果等，保障作业的合理性和希望能达到的预期目标。并且应当在设计阶段就考虑对策，不能事到临头再采取措施。应注意除雪范围内尽量不设置凹凸物，并事先考虑除雪后的堆积位置等。特别对于楼板，堆雪处的荷载必须验算，以保障结构的安全性。某些设计上不考虑除雪措施，但在紧急情况下也不得不采取紧急手段来除雪。

以上所阐述内容有些虽不涉及建筑基本法，但是很重要。因为现场情况和建筑物形状等会引起各式各样的风雪现象。为更好掌握其内容，就要对拟建场地既存建筑物的积雪状况调查以及听取熟悉当地情况者的详细口述等，这是确保在雪荷载作用下的结构设计的有效手段之一。

2-7 疲劳及温度应力

2-7-1 反复应力作用下的疲劳

自然现象有其随机性，其反应亦是反复的。地震反应是正负方向反复的摇晃，风引起的反应也一样。人为的外力如机械振动和交通振动等被称为振动也都是受反复的荷载作用。由应力和应变的反复出现而引起的裂纹进而引起破坏的叫疲劳。反复次数约 1×10^4 以上出现破坏时被称为高周疲劳，1×10^4 以下被称为低周疲劳。低周疲劳中，伴随着特别大的塑性变形，循环反复次数仅在几次到几十次而引起破坏时被称为极低周疲劳。由这些疲劳会产生裂纹造成疲劳损伤，有关对疲劳的设计称为疲劳设计。由疲劳而使安全性达到损失状态时的应力循环次数称为疲劳寿命；材料破坏时的循环次数被称为破坏寿命 N_f；到达出现裂纹状态时的循环次数被称为裂纹发生寿命 N_c。

吊车和机械等支承结构的焊缝连接及连接螺栓处必须要进行疲劳设计。吊车梁容易发生疲劳裂纹的位置如图-2.7.1 所示。构件的连接部分或焊接部分等位置因局部应力集中都有可能发生疲劳裂纹。另外，为防滑和防倾覆等目的而设置的螺栓等，在吊车移动时存在会产生预期外的应力作用而引起疲劳破坏的可能性。用显微镜观察发生疲劳破坏的金属裂面时，能看到疲劳特有的波纹状，作为分析破坏原因的重要判断依据。这个波纹状称为晶面条纹，它是在疲劳裂纹扩展过程中与应力循环对应形成的。照片-2.7.1 便是其中一例。另外，金属在伴随大的塑性变形后形成的断裂面上，可以观察到如照片-2.7.2 所示的像小坑一样的凹凸结晶斑点（dimple）。疲劳裂纹在一定成长后，最终残留截面在断裂时就能观察到这种延性断裂特征。

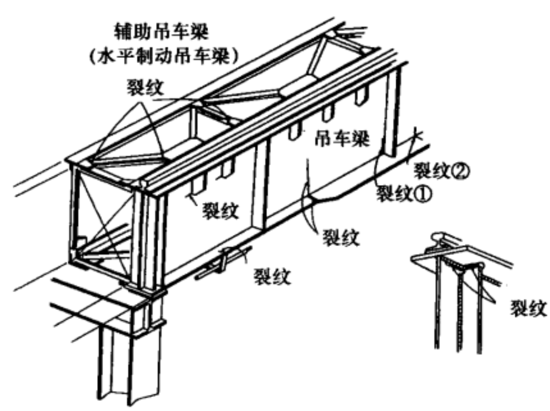
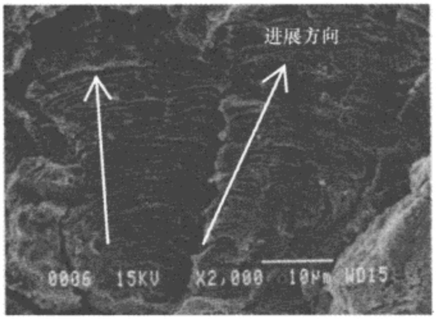


图-2.7.1　可能发生疲劳裂缝的位置（出处 6）

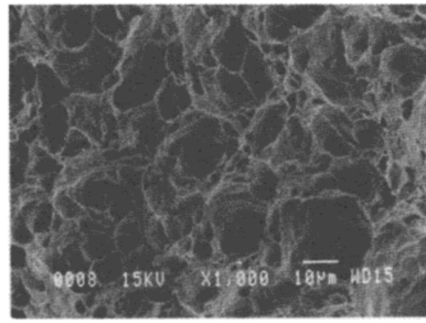
对于高低周疲劳的疲劳设计，基于日本建筑学会编著的钢结构设计规范进行。本规范的疲劳设计方法在 2005 年作了大幅度修订，内容和以前有很大差别。除此之外，日本钢结构协会的疲劳设计指南也在建筑以外的钢结构的疲劳设计中被广泛利用。其他还有，把超高层建筑中使用的钢制消能减震阻尼器作为对象，通过实验来验证其低周疲劳的性能。

建筑物对地震的反应也会产生正负循环应力，但一般不作疲劳来评价。因为地震引起的建筑物摇晃的时间最长也就 1 分钟左右，在此期间循环次数也就数次到数十次，这就是其不作为疲劳来处理的理由。不过最近重新引人注目的长周期地震动对建筑物的循环荷载效果的影响，

还有待今后的研究。



照片-2.7.1 结晶条纹（疲劳断面）



照片-2.7.2 结晶斑点（延性断面）

2-7-2 疲劳设计的基本概念

现在的疲劳设计法是总结过去许多疲劳事故的经验教训而发展起来的。钢结构设计规范（2005 年版）的疲劳设计法是基于近年来的疲劳研究的新见解并参考了国内外的疲劳设计指南等思考方法，其内容更加适用于建筑钢结构的设计。基于旧规范中有许多内容不适合现行的规范，需要加以注意。

变动应力中的最大应力和最小应力的差称为应力幅，对应于应力循环次数的应力幅称为容许疲劳强度 $\Delta\sigma_a$（剪切应力幅的情况为 $\Delta\tau_a$）。2×10^6 次的容许疲劳强度为标准疲劳强度 $\Delta\sigma_F$（剪切应力幅的场合为 $\Delta\tau_F$）。可根据构件连接部的种类和是剪切应力或是正应力求出相应的不同的值。不产生疲劳损伤范围内的最大应力称为疲劳极限应力幅。容许疲劳强度由标准疲劳强度与总循环次数 N 形成下式关系：

$$\Delta\sigma_a = \frac{126}{\sqrt[3]{N}}\Delta\sigma_F \quad 正应力强度时 \tag{2.7.1}$$

$$\Delta\tau_a = \frac{18}{\sqrt[5]{N}}\Delta\tau_F \quad 剪切应力强度时 \tag{2.7.2}$$

现在的设计用的疲劳强度，因为规定其覆盖了由离散性很大的若干个疲劳试验结果的下限值，所以当达到规定的循环次数时未必马上发生破坏。但是，疲劳破坏中的脆性破坏过程很短，有突然发生的危险性。

容许疲劳强度和反复循环次数的关系曲线被称为疲劳设计曲线或 $S-N$ 曲线，在对称坐标中用直线来表示的。图-2.7.2 就是疲劳设计曲线的实例，图-2.7.2（a）为正应力范围，图-2.7.2（b）为剪切应力范围的设计曲线图中的数字为标准疲劳强度。图中的实线是应力幅一定时的关系曲线；点线是应力幅变动时的关系曲线，二者的临界极限强度亦不同。应根据构件的焊接的种类，应力的方向等选择采用与连接形式相应的疲劳设计曲线。表-2.7.1 及表-2.7.2 表示了各种不同形式和它们的标准疲劳强度。直接轧制成型钢板的 $\Delta\sigma_F$ 是 160N/mm^2，焊缝的末端等应力集中较大的连接部等标准疲劳强度要减小，如横隔板贯通式梁柱接合部带有工艺孔时 $\Delta\sigma_F$ 必须降低至 50N/mm^2。高强度螺栓的摩擦结合和张拉结合，若不产生空隙时则螺栓杆轴的应力变动很小，受疲劳的部分可以采用上述的值；但普通螺栓在包括疲劳受循环应力作用

就不能采用。

疲劳强度和钢材的强度无关，但变动应力的上下限值一定要低于钢材的标准强度。原则上不考虑疲劳强度的平均值，仅在压缩时，疲劳强度可最大放缓至 1.3 倍为平均应力。这是因为在焊接处附近产生了接近屈服强度大小的张拉残留应力，作用于焊接处的应力幅所对应的循环应力已使该处的应力达到最大应力值，即屈服强度的程度。为此，当疲劳裂纹很小时，裂纹的扩展速度几乎不受平均应力的影响，这已为试验结果所证实。

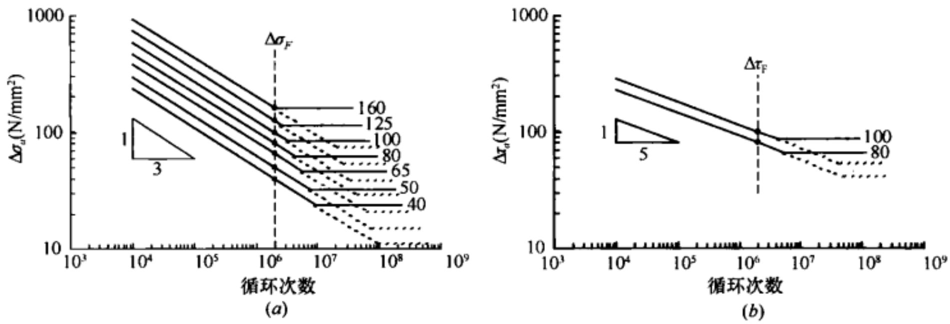


图-2.7.2　疲劳设计曲线

(*a*) 正向应力时；(*b*) 剪切应力时

应力幅为变动时，基于线形损伤理论可以用累积损伤度来表达。在某一应力幅范围内 $\Delta\sigma_i$ 的循环次数为 n_i 时，仅在 $\Delta\sigma_i$ 作用下的循环破坏次数为 N_{fi} 时，则 (n_i/N_{fi}) 称为疲劳损伤度。当构件在所有应力幅的作用下满足下式时，则构件就达到了疲劳寿命而破坏了。即：

$$D=\sum_{i=1}^{k}\frac{n_i}{N_{fi}}=1 \tag{2.7.3}$$

在承受变动应力幅时的疲劳极限应力幅，比一定应力幅（$\Delta\sigma_{CL}$）小，并且变动幅度中最大的应力幅在一定应力幅的极限应力幅以下的话，则不需要作疲劳验算。

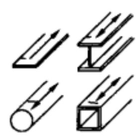
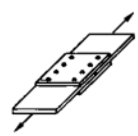
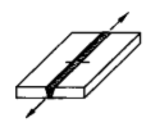
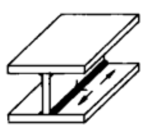
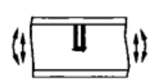
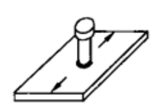
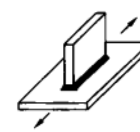
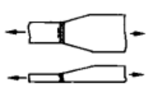
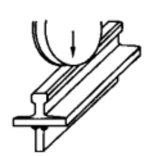
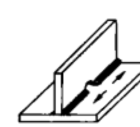
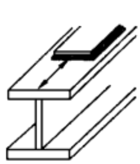
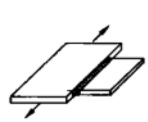
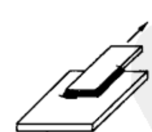
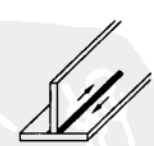
表-2.7.1　连接形式与标准疲劳强度的关系[13)]

循环应力幅的种类	标准疲劳强度（N/mm²）	连接等形式	极限（N/mm²）一定振幅 $\Delta\sigma_{CL}$	极限（N/mm²）变动振幅 $\Delta\sigma_{VL}$	表-2.7.2
正应力幅 $\Delta\sigma_F$	160	压延材，张拉材	160	74	(*a*)
	140	高强度螺栓摩擦连接	135	62	(*b*)
	125	具有与应力作用方向平行的熔透焊缝的连接	115	53	(*c*)
	100	具有与应力作用方向垂直的熔透焊缝的连接，具有与应力方向平行连续自动贴焊缝的连接，高强度螺栓受张拉的连接	84	39	(*d*)，(*e*)
	80	梁上的具有贴角焊缝的加劲肋，栓钉焊接件，面外焊接节点板；板在厚度、宽度上有变化的熔透焊的接头	62	29	(*f*)，(*g*)，(*h*)，(*i*)
	65	吊车车轮下方 *H* 型钢焊接处 垂直于应力方向盖板的熔透焊缝的连接	46	21	(*j*)，(*k*)
	50	横隔板贯通式梁柱接合部带有工艺孔的连接；盖板的焊接连接	32	15	(*l*)，(*m*)
	40	面内节点板的焊接连接；叠合形盖板焊接连接	24	11	(*n*)，(*o*)

续表

循环应力幅的种类	标准疲劳强度（N/mm²）	连接等形式	极限（N/mm²）		表-2.7.2
			一定振幅 $\Delta\sigma_{CL}$	变动振幅 $\Delta\sigma_{VL}$	
剪切应力幅 $\Delta\tau_F$	100	母材；熔透焊接的连接	86	54	—
	80	贴焊缝连接；未熔透焊连接	66	42	(*p*)

表-2.7.2　各种形式的连接（出处 7）

 (*a*) 压缩材，张拉材	 (*b*) 高强度螺栓摩擦连接	 (*c*) 与应力作用方向平行的熔透焊缝	 (*d*) 与应力作用方向垂直的熔透焊缝
 (*e*) 与应力方向平行无连接且连续自动贴角焊缝	 (*f*) 梁腹板和翼缘板间的加劲肋的贴角焊缝	 (*g*) 与栓钉焊接的母材	 (*h*) 面外节点板为贴角焊缝的连接处
 (*i*) 与应力垂直方向的板厚、板宽有变化时的熔透焊缝	 (*j*) 吊车车轮下方吊车梁的翼缘与腹板处的熔透焊缝	 (*k*) 与应力垂直方向有下垫板的熔透焊缝	 (*l*) 有工艺孔的焊接连接
 (*m*) 有盖板的贴角焊缝连接	 (*n*) 面内节点板为熔透焊缝的连接	 (*o*) 叠合节点板连接	 (*p*) 贴角焊缝连接

2-7-3　温度应力

不仅是钢结构的构件，任何物体都会随温度变化而按其固有的线膨胀系数而伸缩。钢材的

线膨胀系数为 1.2×10^{-5}（1/℃）。所以对于高度 333m 的东京塔，在温差约 40℃时，会产生约 16cm 的伸缩。但是结构构件的自由伸缩一般会受到弹性约束，因而其内部会产生应力。此应力称为温度应力。温度应力与活荷载、地震作用等外力所引起的应力不同，它是发生在结构内部并保持平衡的内部应力（二次应力）的一种。根据建筑物的规模、种类不同，温度应力的影响亦有可能造成结构或机能上的障碍。

冷热温差大的地区的结构和钢桥梁等大跨度结构和大空间结构，对温度的影响效应不能忽视。具体而言，铁塔和管道支架、有室外吊车梁等的室外结构，直接受日照的室内共享空间的屋顶桁架，超高层建筑的观光电梯的钢架构等受温度的影响较大。结构主要构件以外的像屋面檩条，玻璃幕墙的固结件、铝合金窗框门框等的音鸣、玻璃的膨胀爆裂等，都报导有由于温度应力的原因而产生破坏的实例。另外，内部有热源产生的建筑物，如烟囱、筒仓、原子能发电站等受温度应力的影响也较大，因此要采取措施以控制温度应力。

虽然对建筑物的温度应力的设计方法采用的是弹性分析法，但建筑基本法中对温度荷载并没有明确规定，评价方法也没有确立。这里所指的温度荷载，是指使建筑物产生荷载效应的温度而言。日本建筑学会编著的《建筑物荷载指南、同解说》（2004 年版）里，将温度荷载定义为重现期为 100 年的数值或相当于它的值。但是也有由于没有 100 年间的统计资料的地方，此时采用拟建场地附近的测量站的过去几十年间的统计数值为多。

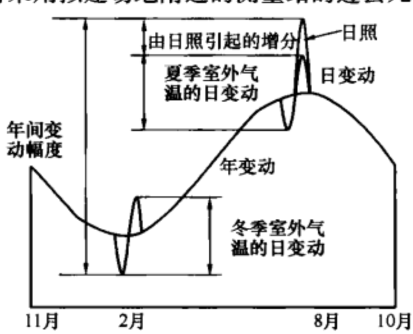


图-2.7.3　室外气温变动与日光照射（出处 8）

室外钢材的温度变化如图-2.7.3 所示，将年变化的周期变化和日单位的周期变化相重叠作为外气温的变化，再加上夏季晴天时的照射温度上升，并且再把冬季夜间的辐射冷却考虑进去。这样一来，由室外气温的变化而引起的温度应力就是有周期性的循环应力，其静力解析结果即使在容许应力以下，也要考虑由疲劳引起的损伤的可能性。

日光照射使构件表面的温度上升，可用以下公式计算：

$$T = T_0 + \frac{a}{\alpha_0}J \qquad (2.7.4)$$

式中：T 为表面温度，T_0 为室外温度，α 为日光照射吸收率，α_0 为热传导率，J 为阳光照射量。

图-2.7.4 是根据日本全国各地的气象厅统计资料而作成的最高最低气温的 100 年重现期推算值。最高气温是钏路的 31℃到山形的 40.8℃，就全国而言大致不到 40℃。最低气温是旭川的 −40℃到冲绳的 7℃，差值很大。可见日本越是寒冷地区，其年间的高低温差也越大。

作为不可忽视的温度应力的对策而言，首先可考虑采用保温材料来控制温度变化，对纵向或横向很长的结构设置温度伸缩缝以释放温度应力。对于非主体结构的构件有将固结件的间隙增大并在发生音鸣部分插入光滑材料以消除音鸣等方法。不管如何，都是采用降低温度荷载的方法或是减弱构件周边的约束度以减少温度应力方法来解决。为了克服温度应力，而增大构件截面或提高材料强度，也很难使温度应力降低，因为温度应力为内部应力，那样做反而会使其他部分产生应变。

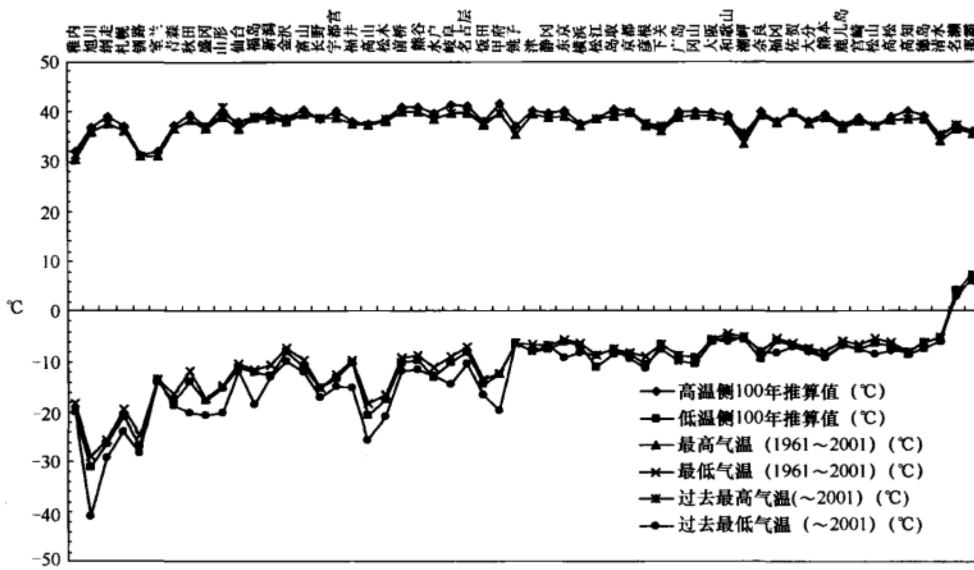


图-2.7.4　根据气象厅统计资料的年最高最低气温（出处 8）

2-8　有关居住性能的振动问题

建筑物的最基本性能，首先是确保其安全性，但从其功能上考虑，居住性能也是重要的因素。其在结构设计上具体内容就是振动问题和挠度问题。

最近的建筑物，为实现和确保空间自由度和开放性而要求减少柱子，采用大跨度的实例也在增加。由于钢材强度比混凝土强度要大，钢梁可以用像 H 型钢以薄的钢板形成，其与矩形的混凝土大梁截面相比，钢梁的刚度变小。此外，钢结构比混凝土结构的衰减性弱，容易受到振动的影响。对于大跨度或者悬臂梁等，振动问题和挠度等就必须验证。

2-8-1　楼板振动

(1) 振动的评价

居住性的定义，广义而言包含安全性、功能性、卫生保健性以及生活舒适性等必要的充分条件，狭义而言，就是确保其日常生活的舒适性。这里，首先把确保日常生活舒适性的楼板振动有关问题提了出来。

讨论舒适性时，评价对象为人就成为其最大的特征。由于人的感觉因人而异，相同的振动现象有些人有感觉有些人就没有感觉。就同一个人而言，由于其身体状况和情绪的不同，敏感程度也有变化。有时不提醒时感觉不到的各式各样的振动；有时能听到“嘎吱，嘎吱”的声音，就连室内的观赏植物的叶子摆动的声音都能引起注意等这类通过听觉、视觉和其他感觉的

相乘效果后才能感觉到的各式各样的振动。进而，在感觉到有振动时，不在意或产生不舒服的感觉都会存在。因此，振动作为物理现象可以通过测定作出定量评价，但要对人的感觉，其舒适性的尺度来作定量评价就是很困难的事。

以前，关于居住性能评价是根据参照以振动数和振幅量的关系的 meiseter 曲线为主的各种感觉曲线来进行相比而得出结论的。自从 1991 年日本建筑学会编著的《建筑物的振动居住性评价指南、同解说》(2004 年修改后新版本发行，此后的文章中将其加以《居住指南—1991 年版本》和《居住指南—2004 年版本》区分。）出版发行后，根据其指南所发表的曲线来进行评价的情况也增多了。

(2) 关于建筑物的振动方面的居住性能评价指南

《居住指南—2004 年版本》把振动分类为：①由人的行动和机器设备引起的竖向振动；②由交通引起的竖向、水平振动；③风荷载引起的水平振动来形成的，即以所谓的环境振动领域为对象的。居住性能评价，是先设定目标性能，然后再参照楼板在评价曲线上的反应波形的 1/3 倍音频的分析结果来进行的。这里，1/3 倍音频分析是振动评价等常用的频率分析方法之一，它是把从某一频率至 2 倍频率止的 1 个频幅分成 3 等分，对其 1/3 频程进行评价的方法。

因为人体的感觉是随振动频率和振动方向而变化的，评价曲线亦是根据人的感觉在振动频率和振动方向而决定的。作为评价对象的频率范围，要考虑楼板在竖向的 1 次固有频率和作为振源的机器设备的频率特性，所以对人的动作和机器设备引起的竖向振动取 3～30Hz。而对交通引起的振动评价振动频率范围为：对中低层建筑的 1 次固有频率而产生的水平振动为 1～30Hz，对由人的动作和机器设备引起的竖向振动同样为 3～30Hz，对于由风荷载引起的水平振动，考虑包括从低层至高层的建筑物的固有频率，取 0.1～5Hz。

图-2.8.1 所示为对楼板振动的评价曲线。(*a*) 为《居住指南—1991 年版本》的评价曲线，

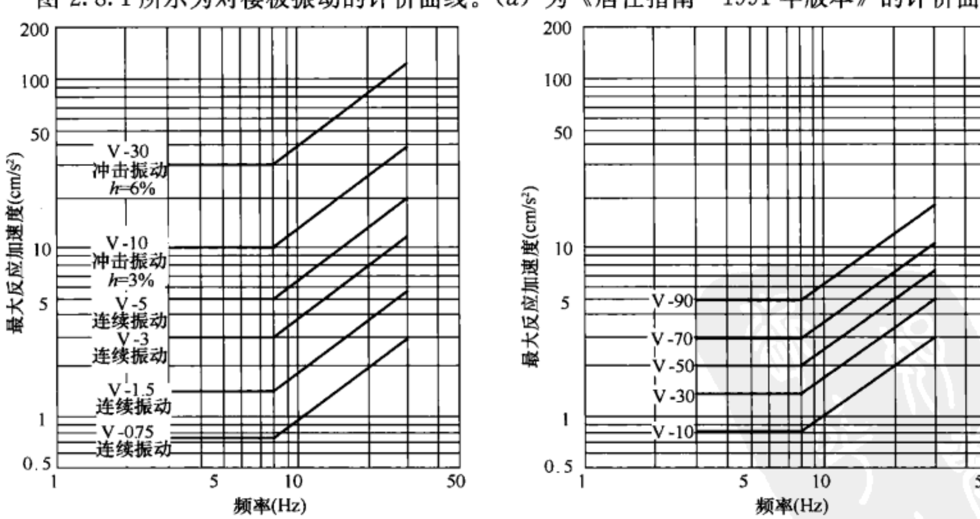


图-2.8.1　对于竖直振动的性能评价曲线[14]

(*a*) 居住指南—1991 年版本；(*b*) 居住指南—2004 年版本

(*b*) 为《居住指南—2004 年版本》的评价曲线。《居住指南—1991 年版本》的评价曲线中的斜率，当频率在 8Hz 以下时为加速度比例；在 8Hz 以上时为速度比例，其评价曲线体现了频率为 8Hz 时的加速度振幅值。与此对应的《居住指南—2004 年版本》的评价曲线是基于知觉概率而作出的评价曲线，各个等级的振动产生时，对于评价位置就代表了有百分之多少的人能感觉出这一振动。例如，30%的人所感觉到的振动等级用 V—30 来表示。

(3) 标准的制定

要评价居住性能，首先有必要制定标准。标准的制定本来是建筑物的业主与设计者在充分协商之后，通过协调判断来决定的问题。不过一般而言，根据建筑物用途不同所要求的性能也是有差异的。如具有能长时间逗留和休息机能的居住、旅馆酒店类的居住空间，要比一般办公室对振动环境要求严格。对于本来就有振动预测的工厂等，只要对从业人员的业务操作不带来影响的振动环境，通常为容许环境。

《居住指南—2004 年版本》所提供的评价曲线的直观性有些模糊，这是为设计者的判断而提供的支援材料，基于知觉概率基础上而提出的评价曲线。不过对设计者而言，还是用数值类的性能来表示，更容易说明问题，因此《居住指南—1991 年版本》所表示的推荐值和容许值在振动程度的评价中经常使用。表-2.8.1 将《居住指南—1991 年版本》所阐述的振动种类以及根据建筑物的用途做了性能评价的区分。《居住指南—1991 年版本》将由建筑物的楼板所得到的楼板反应谱分类为 2 种类型，即“连续振动及间歇的反复发生的振动”和“冲击振动”。进而又根据“冲击振动”的楼板的按其衰减性不同，将衰减常数为 3%以下的定为衰减性低的楼板，衰减常数在 3%～6%间的定为衰减性高的楼板两个类别，作为评价的标准。其中振动种类 1 是受连续振动及间歇反复发生振动的楼板，振动种类 2 是受冲击振动而衰减性低的楼板，种类 3 是受冲击振动而衰减性高的楼板评价标准。表中的等级是用居住性能的振动程度来表示的，其中标准振动级别为Ⅱ，级别Ⅰ为希望振动级别，级别Ⅲ是限制不能超过的振动级别。

表-2.8.1 振动种类及建筑物的用途和性能评价区分（居住指南—1991）[14]

用途	振动类别	种类 1			种类 2	种类 3
	等级	ClassⅠ	ClassⅡ	ClassⅢ	ClassⅢ	ClassⅣ
居住	客厅、寝室	V-0.75	V-1.5	V-3	V-5	V-10
办公楼	会议室、接待室	V-1.5	V-3	V-5	V-10	V-30
	一般办公室	V-3	V-5	V-5 左右	V-10 左右	V-30 左右

(4) 楼板防止振动措施

在考虑楼板振动现象时，对振动的传播，有必要掌握以下 3 个特征：①产生振动的“振动源的特点”；②振动传播路径（结构体，地基等“振动传播路径特点”）；③评价振动的“接收点的特点”。因此，就防止楼板振动的措施而言，要分别对上述部分采取相应措施。

①振动源侧……设法减小其振动，采取防振措施。

②传播路径……增大刚度、加大质量，使衰减变大。

防止共振，将振动绝缘。

③接收点侧……设法消除振动。

(5) 振动源

要达到能控制楼板振动的环境，必须对产生振动的振动源采取必要的措施。作为振动源的人的动作、设备、交通工具等，是以外力的形式引起振动。因此对它们各自的特点和设计的注意点以及振动措施加以阐述。

(a) 由人的动作引起的振动

【行走振动】

由人的动作引起的振动的代表例为行走振动。行走振动的特征如下，脚步的快慢能决定振动的频率又能激发高阶振型的振动，由此又产生了连续的振动，这是众所周知的。人的步行频率通常为 1.6～3.0Hz，必须考虑的高阶振型的成分通常为 3～4 次为止。其高阶振型成分的加振力和楼板的固有振动频率一致即产生共振，振幅亦变大。一般情况下，楼板的固有振动数在 15Hz 以下时通常会有发生振动障碍的危险性。大跨度钢结构楼板中，其固有振动频率在 15Hz 以下也不是新奇事，20～30m 大跨度的楼板，固有振动频率为 5Hz 的也有。对于这种固有频率低的楼板，在设计阶段一定要进行居住性评价，研讨一下是否有必要对结构构件进行补强或增设消能减震装置的必要性。对楼板的振动，经常采用消能减震装置 TMD（Tuned Mass Damper）。图-2.8.2 是表示对行走振动采用 TMD 后的消能减震的效果。

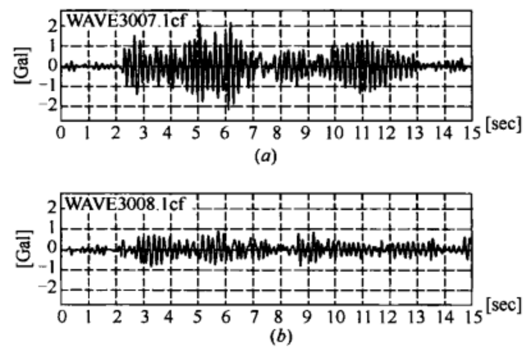


图-2.8.2　TMD 对于行走时的振动效果（TMD-OFF/ON）

(*a*) TMD-OFF；(*b*) TMD-ON

【健身设施的振动】

由健身运动产生的振动是人的动作所引起振动中产生较大加速度的代表例。近年来在综合商业大楼中，各种用途的租房者都有，因而往往会出现问题。由健身运动引起的加振力为人体重量的 3 倍左右。同时由于健身运动有 160BPM（BPM：Beats Per Minute）程度，加振频率一般为 2.0～2.5Hz。钢结构中的固有振动频率为 5Hz 的楼板，该楼板如图-2.8.3所示在健身运动 2.5Hz 和两倍波成分 5Hz 时会产生共振。进而，健身运动引起的振动持续时间长，会给人体带来很大的不适感。同时，产生共振现象后持续时间长的话，接收点侧的反应振幅也增大。

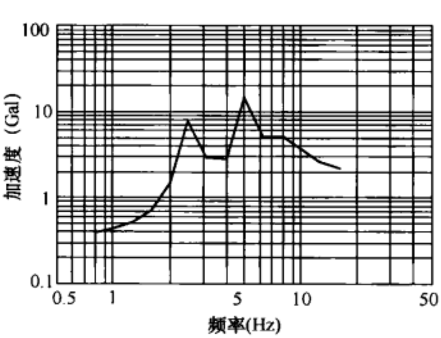


图-2.8.3　运动时振动源附近的反应谱例

健身运动的另一特点，楼板不是因为加振力大才在接收点引起共振，而是由于强振（即由加振频率而引起的强振）才产生摇晃的。换而言之，摇晃与楼板自身的固有频率无关，而是由加振频率而产生大的摇晃。举例接收点楼板的频率为 6.2Hz，在此楼板附近做健身运动，其频率为 2.5Hz 和两倍的

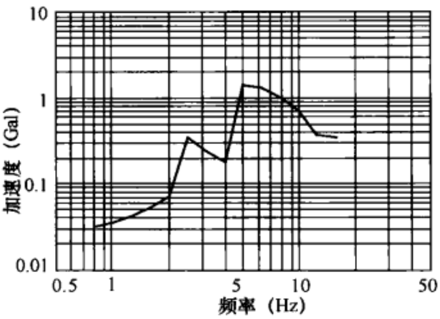


图-2.8.4　运动时强振案例

5Hz，结果产生的加速度几乎与振动频率为 6.2Hz 的楼板的反应加速度相同（图-2.8.4）。因为实际的加振频率在 2.5Hz 附近有离散，其两倍频率成分也含有对 6.2Hz 产生共振波成分，这种情况下的 5Hz 摇晃称为强振，6.2Hz 的摇晃称为共振。此时的防振措施，无论对 5Hz 和 6.2Hz 的振动都必须同时采取措施，那就极其困难了。

为了事先对健身运动振动采取措施，首先应对其振动的大小有所理解，在此基础上在建筑方案时加以考虑。在健身设施的正下方或同层楼面附近，尽量不设置对振动有敏感的房间来进行基本设计方案。如果在建筑设计上无法采取调整措施时，要使结构的刚度能避开 2.0～2.5Hz 的共振，这点很重要。精度更高的防振措施被要求时，应对产生振动的振动源侧采取措施更为有效。其具体措施，可考虑以下方法。①将健身会场的楼板结构与主体结构分割开来；②利用气垫等把健身会场的楼板做成防振楼板，虽然加振频率为 2.5Hz 程度则振动也会减小，从而期待荷载的传播率的折减效果；③可以采用 TMD（Tuned Mass Damper）或 ATMD（Active Tuned Mass Damper）等方法进行防振。

【人群集合振动】

在演唱会、体育馆比赛等人群集合场合，观众会手舞足蹈，蹦蹦跳跳，摇摇摆摆等所谓的“横冲直撞”的动作原因使楼板发生很大的摇晃。此种现象称为人群集合振动，特别容易发生在音乐厅和体育馆的挑板形式观众席等情况下。人群集会振动发生时，挑板观众席的观众坠落事故通常是由建筑装修材料的破落，或者是结构构件疲劳等问题引起的。人群集会振动时，观众的竖向动作产生的频率与楼板的固有频率数一致时就会产生共振。特别是在音乐厅人群集会时，观众随着音乐的节拍而做相同的动作，加振力会增大。像健身设施中也一样，每一个人的加振力是不大的，但是人数多时整体的加振力就大多了。

挑板观众席的加振人数和楼板的上下方向振动反应位移关系的实验调查结果如图-2.8.5 所示。加振频率和楼板的固有振动数为一致，都是 3.4Hz。从图中可知加振人数和振动反应位移并不一定成比例关系，其原因推测为：*a*）观众在做超过 3Hz 的动作时，其动作会产生离散性；*b*）振动反应位移在发生 10mm 时，观众会受到约 400Gal 的上下方向的重力约束，要保持其大幅度的动作的持续会很困难。实验也好，音乐会场的实例也好，楼板的振动反应加速度超过 400Gal 的报告至今为止没有出现。

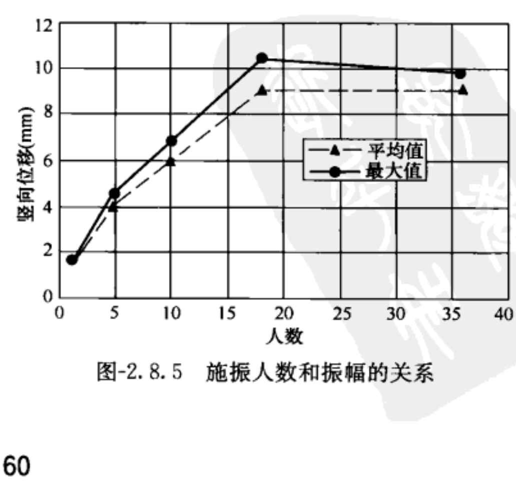


图-2.8.5　施振人数和振幅的关系

作为人群集会振动的防止措施而言，增大楼板的竖向刚度提高其固有频率方法效果最好。作为事后措施，新增设置 TMD 案例也有，约使 1/4 的振动反应位移减少。

(b) 设备引起的振动

空调机等的机器设备为振动源的楼板振动，具有根据其马达的转速形成加振频率近

似于正弦振动波形的振动特征。例如，电源频率为 50Hz 的日本东部地区，2 电极的空调机发生的振动频率以 50Hz 为主，4 电极的空调机的振动频率以 25Hz 为主；6 电极的空调机的振动频率以 12.5Hz 为主。如果以上的振动频率和楼板的固有频率一致时就会引起共振而振动幅度增大。

设备引起的振动问题，需要测定楼板的主要振动频率，分析其引起振动源的特性，并对其采取防振措施以改善振动环境解决振动障碍问题。另外，将机器设备集中起来放置在机械室的设计为多，此时需将成为振动源的机械室和要求有良好的振动环境如会议室等分隔设置。这是在建筑基本方案时应考虑的重点。

(c) 交通振动

交通振动时，因为加振源是在建筑物以外，所以振动的传播，由：加振源→加振侧的结构物→地基→接受侧的结构物→人这一途径而形成。故传至对象建筑物的振动频率成分，在传播的路径中经历了过滤阶段。按《居住指南—2004 年版本》的解说，主要振动频率在竖向为 8～12Hz，在水平方向为 2～4Hz。所以希望在设计中将建筑物的固有频率和以上这些主要振动频率相错开。但要控制建筑物的水平方向的固有频率并不简单，此时可以将框架结构调整为框架＋支撑结构，改变结构的基本方案，在根本上采取必要的措施。在现实中，也有采用 TMD 和 ATMD 来解决振动问题的。

交通振动的加振源的典型代表为汽车和电车。其车辆的重量、行走速度、路面的状况等都各不相同。设计时应对拟建场地的交通振动事先测量其等级，并对传至建筑物的输入振动能量以及对建筑物上层的增幅特性等进行分析，从而预测楼板的振动情况。

2-8-2 风振

由风振引起的居住性能的问题，起因是建筑物受强风后的水平振动。钢结构的超高层建筑易受影响。除高层建筑之外，细高钢结构建筑物，高宽比大的建筑物同样也会发生此类问题。

(1) 风荷载的特征

风荷载和地震作用的最大区别在于外力的周期特性和持续时间两个方面。一般说来，地震作用，不管其规模大小，短周期的振动在数十秒内就结束了。而台风和季节阵风是数秒至数十秒的缓慢周期，且持续时间从数分至数小时都有。因此，受飓风引起振动影响的居住者，受到长时间并且缓慢的水平振动，很容易感觉不舒适。此种现象，与晕船现象相似。其次，建筑物越高，固有周期就越长，就越容易在风荷载的作用下引起共振。此现象很明显。

(2) 评价方法

对在风荷载情况下由水平振动引起的居住性能的评价，与楼板振动同样，都采用日本建筑学会的《居住指南—2004 年版本》。

(a) 风荷载的重现期

《居住指南—2004 年版本》里评价风荷载的强度时，为了判断日常情况下的建筑物的振动状态，所采用的是重现期为 1 年的风速值。在欧美国家，也有重现期为 10 年的规范和指南。拟建场地（建设地）的重现期 1 年风速的评价方法，有以下两种。

①使用日本建筑学会编著的《建筑物荷载指南·解说—2004 年版本》的方法。

《荷载指南—2004 年版本》的风荷载章节中，重现期 1 年风速（地面粗糙度类别Ⅱ，地上 10m 高度的 10 分钟间的平均风速）在地图上已经记载。用此地图可求出该点的重现期 1 年风速。同时，建筑物高度的设计风速的换算方法也有给出。

②使用气象局所发布的日最大风速求得最大值的方法

作为过去数年和数十年内的日最大风速的统计值，通过 Gunbern 概率纸描述出超过概率 1/365 的风速值。

(b) 最大反应加速度的评价方法

作为受风荷载作用下建筑物的评价，是根据《居住指南—2004 年版本》求解其最大反应加速度的方法。建筑物的最大反应加速度的求解方法，根据《居住指南—2004 年版本》所示方法算定。考虑顺风方向，与风正交方向的振动，对产生最大反应加速度方向的反应进行评价。

此外，《荷载指南—2004 年版本》所求得的最大反应加速度是对建筑物高度而言的。居住性能的评价，必须对评价楼层进行换算。建筑物的风反应以 1 次振型为主，所以以 1 次振型的形状比换算后进行评价。

(c) 居住性能曲线

把由 (*a*)，(*b*) 所求得的最大反应加速度描绘成性能曲线进行评价。《居住指南—1991 年版本》将振动等级设定为 H-1，H-2，H-3，H-4 的 4 个阶段。

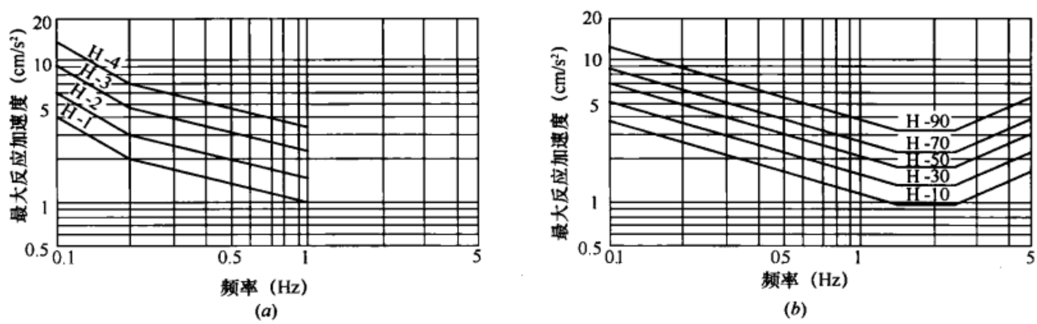


图-2.8.6 水平振动时的性能评价曲线[14),15)]

(*a*) 居住性能—1991 年版本；(*b*) 居住性能—2004 年版本

在评价曲线中，一般条件时采用等级Ⅱ来判断；要求条件高一些时采用等级Ⅰ来判断；尽可能不要超过但可争取的条件时采用等级Ⅳ来判断（表-2.8.2）。与此相对应，《居住指南—2004 年版本》中将振动等级的设定改为 H-10，H-30，H-50，H-70，H-90 的 5 个阶段。这是把与楼板振动相类似，把 30%居住者有体感的概率的振动级别记为 H-30。《居住指南—2004 年版本》里没有给出推荐值和容许值等，但希望设计者和业主（或居住者）间通过协议来确定公认的振动等级。把二者的曲线进行对比，1991 年版本的 H-3 和 2004 年版本的 H-50，几乎是同等级别。作为目标，可以考虑按曲线 H-50 以下进行设计为宜。

表-2.8.2 按建筑物用途来区分的评价（居住指南—1991 年版本）（出处 9）

用　途	级别Ⅰ	级别Ⅱ	级别Ⅲ
居　住	H-1	H-2	H-3
办公室	H-2	H-3	H-4

(3) 设计上的措施

居住性能评价后，如在设计上必须采取措施时，可以采用以下方法。

① 对风荷载的 1 年重现期的风速进行详细的再评价

考虑拟建场地的风向特性，对重现期 1 年的风速再评价。

② 提高建筑物的刚度，缩短其固有周期

在一般风荷载的情况下，建筑物的固有周期缩短，其对风的反应量值也就越小。不过，固有周期缩短，居住性能评价曲线的评价值也有下降的趋势，结果往往达不到预期的效果。

③ 增加衰减

将建筑物的衰减提高，使其对风的反应值减小的方法，是设计措施中效果最好的方法。具体的有如下两种方法：

1）在屋面上设置 TMD 或者 ATMD

TMD（Tuned Mass Damper）是被动型控制振动装置；ATMD（Active Tuned Mass Damper）是主动型控制振动装置。该装置中的振动锤的振动方向与结构的振动方向相反，从而起到消能减震作用。ATMD 型重量轻且尺寸小，而且易于调查与建筑物的固有周期同步，比 TMD 的附加衰减更大，但其价格较高。

2）各层设置粘滞阻尼器

黏滞阻尼器，有油压式阻尼器和代表黏滞阻尼器的速度比例型阻尼器。这些阻尼器被设置于各楼层后，使各层间的相对速度相依存发挥其衰减力。黏滞阻尼器不仅可以改善在风荷载下的居住性能，地震反应时也可发挥其衰减力的优点。

2-8-3　挠度

在钢结构中，既要验算构件的应力，同时又必须注意其变形（挠度）。过大的挠度会使混凝土楼面产生裂纹，引起屋面积水现象等，不仅会引起使用上的问题，还会引起人体不愉快的振动感觉的居住性问题。特别是，使用高强度钢材的情况，仅从强度方面决定构件截面，结果使梁截面的高度过小，变成刚度小的梁，促使挠度增大。

一般情况下，挠度的容许值通常为梁跨度的 1/300 以下，挑梁时为跨度的 1/250 以下为设计目标。平成 12 建告字第 1459 号的通告中，规定钢结构梁必须满足 $D/L>1/15$（D 为梁高，L 为梁的有效长度）条件以外，还必须验算其在使用上无障碍。使用上无障碍的确认方法就是，根据恒载和活载（地震作用）时计算其最大挠度值，再乘以长期使用时的变形增大系数（钢结构取 1）后的结果，要保证在有效长度的 1/250 以下。若不作荷载实验得不到变形增大系数时，钢筋混凝土结构的变形增大系数可取梁为 8，楼板为 16，这是将蠕变的影响考虑在内所设定的挠度的规定值。木结构、混凝土结构、钢骨混凝土结构各不相同。钢结构不存在蠕变现象是其结构特征之一。

挠度的验算，不仅是要控制上述的对跨度而言的挠度量值，而且其绝对值的大小是否在使用上存在障碍的验算也是很重要的。例如，大跨度的屋面在永久荷载下会产生挠度，为此在制作屋面梁时预先起拱使梁在承受荷载后保持平面状态。但由于梁本身的刚度不足，承受积雪荷载时会产生较大的挠度致使吊顶或轻质隔墙的装修材料发生过大的变形和应力；承受风荷载时屋顶会发生较大的上下振动等可能成为开发商与居住者之间产生纠纷的原因。在此种情况下，

要提高钢结构构件的刚度，使其的挠度控制在容许范围内，或者把钢结构构件的变形量转换为其对应的次要构件等手法，在设计上控制其挠度能满足使用性能上的要求。

2-8-4 隔声性能

关于隔声性能，2000 年 4 月《住宅质量确保法》已经实施，并且《住宅性能表示标准》和《评价方法标准》已经具体被应用了。对于隔声性能，社会对其要求也越来越高。钢结构与混凝土结构相比隔声问题较多，有关声音环境的研究课题也在增加。特别是如下所阐述的，住宅和宾馆等建筑物要求有高标准的隔声性能。

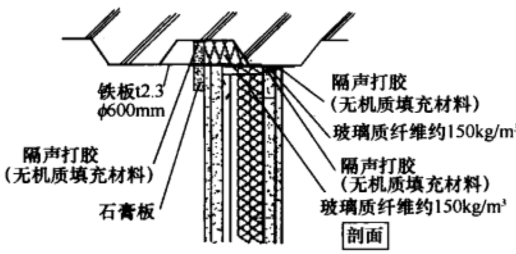


图-2.8.7 （楼板）压型钢板和内隔墙连接处的做法（同方向时）

(1) 住宅

钢结构的住宅与钢筋混凝土住宅相比，在隔声性能上有较多的注意点。由于钢结构的梁截面为 H 形钢，且外表包覆有耐火材料，因而在住户隔墙和钢构件连接处，很容易使隔声性能降低。如图-2.8.7 所示，当采用楼板底面有高低凹凸的压型钢板时，住户隔墙及其与楼板间产生的间隙必须用有隔声性能的材料进行填充。另外，轻质发泡混凝土板（ALC），预制水泥板，混凝土砌块等材料因其本身的材料密度比混凝土要低而引起其隔声性能的降低，加上因其连接部分的隔声弱点所以应尽量不要使用于住户隔墙。还有，外墙材为 ALC 板，金属板，预制混凝土时，除了在外墙板上设置接缝防止向两侧传递声音以外，外墙板内侧也有必要设置隔声板等措施（图-2.8.8）。

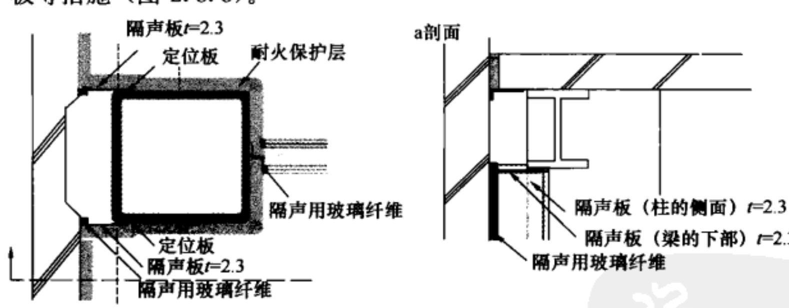


图-2.8.8 隔声内墙和钢柱及外墙连接处的做法例

如上所述，混凝土结构的梁、柱、墙体和楼板等构件形成一个整体，而钢结构则是由各个构件经过连接而形成的建筑物，其连接部分势必产生隔声性能上的弱点，为确保隔声性能，在设计与施工时要充分考虑和采取措施。

(2) 宾馆

近年来宾馆也多样化，因此对隔声的措施也变得复杂起来。宾馆不但是睡觉和休息的场所，而且又要求肃静和确保客人的隐私。此外，设有宴会厅和健身房的宾馆也很多，因此对客

房的噪声防止及客房相互间的噪声防止是必要的。

钢结构构件 H 形截面的腹板厚度和翼缘板厚对声音穿透率有影响。根据客房间的所需隔声性能，采用具有隔声效果的梁截面和柱截面。高层钢结构，在受强风荷载时其层间变形较大，由风引起的摇晃会引起墙体发出“嘎吱，嘎吱”的声音。因此必须采取措施。这种声音是由与上层楼板固定的金属连接件与产生变形的墙体构件（板材、金属夹具、锚栓）间的碰撞而引起的。为了防止这种声音，可以通过在连接件接触面上贴专用胶布来解决处理。

2-9 建筑物的性能设计

2-9-1 建筑物应具有的性能

对建筑物的要求应具有的性能是，对于地震、台风等自然现象及对火灾情况下建筑应具有安全性能，保持机能的使用性及作为财产的经济性能。其中安全性能是对地震国日本的最大性能要求要素。建筑基本法中对地震的安全性能是以“确保人身安全”为目标，建筑物在不倒塌的前提下容许损伤的设计体系。然而，1995 年的阪神大地震以后，根据建筑基本法仅将人身安全确保作为目标性能还不够，还要寻求个人的财产保全和保障企业的事业连续性的机能维持的新要求。如上所述，整个日本社会对建筑物的要求有了新的变化，建筑基本法为满足此性能而制定有关条文。作为设计者，应对建筑基本法所规定的建筑物应具有的性能为必须持有的最低标准，并且有义务向业主正确说明建筑物的性能。

因此出现了关于促进住宅的质量保证法律（以下称质量保证法）及日本建筑结构技术者协会等对建筑物提出的应具有性能的规定。这里介绍一下“质量保证法”和日本建筑结构技术协会的有关规定。

2-9-2 根据有关促进住宅的质量保证法律的性能分类

质量保证法是为了：①促进确保住宅的质量；②确保消费者能够安心买房的市场条件；③确保有关处理住宅纠纷的处理机制的建立和健全，而在 2000 年 4 月 1 日开始实施的法律。其中，有关住宅的性能，为使消费者容易理解，表示方法和评价标准都设了统一规律，这样就可相互比较住宅的性能。还明确了能客观评估的第三者机关，确保其评估结果的公正性。而且，评估报告所表示的住宅的性能，原则上可以作为合同的内容予以保证。

质量保证法中的住宅性能的具体要求项目为：①结构的安全性能；②防火灾的安全性能；③折旧的经济性能；④维护保管性能；⑤温度环境性能；⑥空气环境性能；⑦采光视觉环境性能；⑧隔声环境性能；⑨适用于高龄者等。并为此分别列出了评估标准。关于“结构的安全性能”规定了抗震等级（为防止结构体的倒塌，设置了 3、2、1 三个等级；为防止结构体的损伤，分别设置了 3、2、1 三个等级）；抗风等级（为防止结构体的倒塌和损伤，分别设置了 2、1 两个等级）；多雪区域建筑物的抗积雪荷载等级（为防止结构体的倒塌和损伤设置了 2、1 两

个等级)。“抗震等级 1”是指根据建筑基本法所规定的设计途径进行设计时具有的抗震性能，亦即为应保持的最低限度的抗震性能。这里所指的抗震性能等级与使用容许应力度设计法或保有水平承载力设计法或极限承载力计算法、能量法、时程反应谱分析法等都无影响。进而，抗震等级 2 和抗震等级 3 是将按建筑基本法所规定计算出的地震力分别乘以 1.25 和 1.5 倍的放大系数。换而言之，质量保证法的抗震等级是将地震放大，以相同标准使其性能提高的处理方法。抗风等级和抗积雪荷载等级也同样，按一般场合下设计时的性能为等级 1，则将其外力乘以放大系数 1.2 时其性能等级为 2。

此外，与结构有关的性能中，公寓楼等上层和下层住宅的楼板分为重量级楼板冲击隔声措施（较重物体落地的声音和较重的脚步声）和轻量级楼板冲击隔声措施（较轻物体落地的声音）。关于其隔声环境，从性能上分为 1～5 个等级。

2-9-3　日本建筑结构技术协会对抗震性能所作的分类

在质量保证法中规定了地震受害的程度，并根据其受害时地震动的大小来规定其性能。而日本建筑结构技术协会（JSCA）规定了根据地震动的大小，按其地震作用所产生的效应大小将建筑物的抗震性能加以区分。

(1) 作为对象的外力

作为对象的外力如表-2.9.1 由其发生频率来表示。其作用大小分为“日常作用荷载”，“罕见作用荷载”，“极其罕见作用荷载”3 个阶段表示。

表-2.9.1　作为对象的荷载及其大小（由出处 10 加以改动）

荷载种类	日常作用的荷载	罕见作用的荷载	极其罕见作用的荷载
恒荷载	按实际		
活荷载	按建筑基本法规定	如搬家荷载	
积雪荷载	50 年的发生概率 99%	50 年的发生概率 64%，1.0S	50 年的发生概率 10%，1.4S
风荷载	年最大可能值	50 年的发生概率 64%，1.0W	50 年的发生概率 10%，1.6W
地震作用		中等地震 50 年的发生概率 80%	大地震 50 年的发生概率 10%

（阴影）为确认对象外的荷载

(2) 建筑物的状态

受表-2.9.2 中外部荷载作用的建筑物，按其状态“机能、受害、修复”而设置为A～E的 5 个阶段的评估状态，从而确定其抗震性能级别。这里向业主给出了建筑物的具体状态，以便业主能对建筑物的性能有概念性的明确理解。其目的是使设计者对其有正确理解，以满足其要求性能。

表-2.9.2　受地震作用建筑物的状态表（由出处 10 加以改动）

状态区分	损伤极限	安全极限			
	机能 A	机能 B	机能 C	机能 D	机能 E
能维持的机能程度	维持机能	确保主要机能	确保指定机能	确保限定机能	保证人身安全
	建筑物机能几乎完全能得到维持	确保主要业务的进行	为维持基本活动，确保事先指定的机能，可以作为避难所使用	虽丧失业务机能，但在指定的区域内，有可能进行最低限度的急救活动	地震不发生死者，震后人内危险，不能开展紧急行动

续表

受害程度	无受害	轻微受害	小的破坏、小的损伤	中等程度的破坏、损伤	很大程度上的破坏、损伤
	结构无残留变形，建筑物外侧的一部分装饰材料有轻微损坏，其余几乎无损害	结构几乎无残留变形，结构强度无损，装修材有若干损坏，但不影响使用	结构若干处有残留变形，抗震性有些降低，但能承受余震，装饰材料等有某种程度的损坏	结构虽保持竖直方向的承载力，但有影响强度的残留变形，装饰材等有相当程度的损坏，但尚未脱落	结构受很大损坏，但未出现楼板落下毁坏等现象，余震有可能带来倒塌的危险，装饰材大范围地损伤，并出现脱落
需要修复的程度	不需要修复	稍稍修复	小规模修复	中规模修复	大规模修复
	结构体无须修复；有时装饰材外观上需修复	结构在强度方面无须修复；装饰材等稍稍修复，建筑物就可恢复原来的使用机能	结构无须立即补强、修复；小规模修复后使用机能几乎完全可以恢复	结构强度下降，需要应急修复补强；经过中等程度的修复基本可以恢复当初的机能	结构完全恢复很困难；经大规模修复补强后方可营业，但完全恢复原机能很困难

(3) 抗震安全性能

建筑基本法将地震的大小按其地震等级分为 2 个阶段。并根据建筑物对地震所产生的反应和状态的差（A～E 的 5 个评估等级）来确定其抗震安全性能。抗震安全性能把建筑基本法中相当于最低限度的性能作为“标准级”，并设定比其高的性能为“上级”和“特级”的 3 个等级（表-2.9.3）。

表-2.9.3　抗震性能表（由出处 10 加以改动）

地震大小 / 等级	平时作用的荷载	稀有作用的荷载	极稀有作用的荷载	对应建筑物的用途例
特级		维持机能；无损害；无须修复	确保主要机能；轻微受害；稍加修复	防灾据点及其医院
上级		维持机能；无损害；无须修复	确保指定机能；稍破损；稍加修复	一般医院、避难设施、计算中心、公司机关、公共设施
标准级		维持机能；无损害；无须修复	性命得以保护；确保限定机能；中大程度的破坏；中大规模修复	一般建筑物

（灰色）为确认对象外的荷载

表-2.9.3 所示的抗震性能用地震的大小和破坏程度关系用图来表示就是图-2.9.1. 该图用一般人都比较容易理解的方式，将地震的大小作为震级来表示。并且，其对应的重现期和 50 年间发生概率也予以揭示。

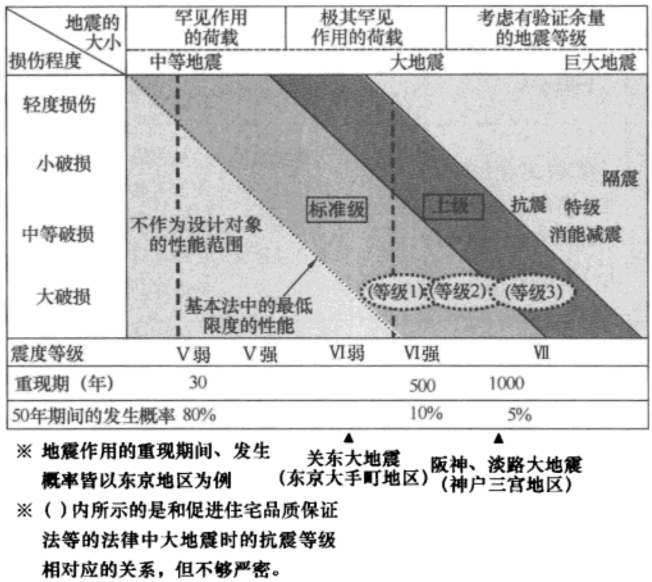


图-2.9.1 抗震性能与破坏关系[16)]

出处

1 秋山宏：建築物の耐震極限設計[第 2 版]，(財)東京大学出版会，1980 年初版

2 (財)日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説，2005

3 台風 21 号の強風で倒壊した送電鉄塔，©共同通信社

4 大熊武司、田村幸雄、神田 順：建築物の耐風設計，(株)鹿島出版会

5 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007

6 (社)日本鋼構造協会编：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版(株)

7 (社)日本建築学会：鋼構造設計基準—許容応力度設計法—，2005

8 (社)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2004

9 (社)日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説，1991

10 (社)日本建築構造技術者協会：JSCA 性能メニュー

参考文献

1) (社)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993

2) (社)日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2004

3) (社)日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002

4) (社)日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998

5) 大橋 雄二：日本建築構造基準変遷史，(財)日本建築センター，1993

6) 秋山宏：エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計，技報堂出版(株)，1999

7)　(社)日本建築学会：免震構造設計指針，2001

8)　小竹達也，苫米地司，西川薫，伊藤敏幸，荒島裕重：積雪地域に建設される膜構造物における屋根上積雪荷重の評価について，日本建築学会技術報告集，第 3 号，1996 年 12 月

9)　髙橋 博，中村 勉：雪氷防災，白亜書房，1986

10)　(社)日本建設機械化協会：新編 防雪工学ハンドブック，森北出版(株)，1988

11)　堤 拓哉：吹雪の風洞実験，日本雪工学会誌 Vol. 23 No. 1，2007 年 1 月

12)　(社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説～指針・解説/設計例/資料編～，技報堂出版(株)，1993

13)　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－，第 4 版，2005

14)　(社)日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説，1991

15)　(社)日本建築学会：日本建築学会環境基準 AIJES－V001－2004 建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説，2004

16)　(社)日本建築構造技術者協会：JSCA 性能メニュー

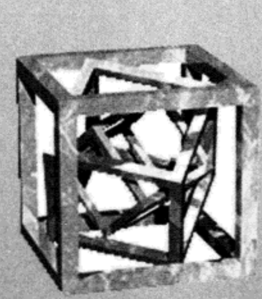
17)　(社)日本建築学会：鋼構造荷重・耐力係数設計法試案，日本建築学会構造委員会鋼構造分科会，昭和 61 年 3 月

18)　(財)日本建築センター：エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説，2005

19)　(社)日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990

第 3 章

构件的性能和结构区分



3-1　极限状态下的截面性能

构成架构的梁、柱、支撑、剪力墙等构件，都有其各自的使用极限、损坏极限等。根据其极限来讨论架构整体的极限状态。构件的极限状态按现象分为以下几种：

① 屈服极限状态：构件截面的应力度的部分达到初始屈服强度，此后受更大的外荷载作用时就开始产生塑性变形，亦表示为损伤极限之一。

② 全塑性极限状态：构件截面的应力度已在全截面上达到屈服强度，钢材的屈服领域假定为完全弹塑性体时的极限承载力，亦为破坏极限状态的目标之一。

③ 局部失稳极限状态：构成部件截面的翼缘板和腹板等的板单元局部发生失稳后，构件截面的形状会产生部分明显的屈曲变形而失去本来的承载能力。此种现象称为局部失稳。其宽厚比（板材单元的宽度/厚度）越大越容易发生。由相对较薄（宽厚比大）的板单元构成的构件，亦有在屈服极限状态之前承载力就下降的现象；相反，用相对较厚（宽厚比小）的板单元构成的构件的承载力，能在截面达到全塑性极限状态后形成。

④ 整体失稳极限状态：两端简支的柱子在施加中心压力后（称为中心受压构件），其截面弱轴方向也就是在截面惯性矩最小方向会出现屈曲而引起整体失稳。此种现象称为屈曲失稳（欧拉失稳），表示弯曲屈服极限状态。柱构件两端的约束条件引起其承载力发生很大变化。柱的失稳长度起决定作用；并受端部约束条件、移动条件和邻接构件的刚度的影响。另一方面，类似梁的构件在其强轴，即截面惯性矩最大方向受弯矩后，板材受力后会向外侧弯扭屈曲。此种现象称为横向失稳。此横向失稳极限状态是由约束构件的弯扭约束间隔（侧向支撑间隔）来决定的。

⑤ 剪切极限状态：构件发生剪切屈服、剪切失稳等现象时的极限状态。

⑥ 构件两端支承极限状态：构件两端的支承条件在其要求性能已不能继续发挥时的状态称为其极限状态。早期脆性破坏、屈服、刚度降低、滑移等现象都是引起此极限状态的原因。

为确保结构全体的性能和控制其极限状态，伴随着荷载的逐渐增大，如何假定构件发生上述各种极限状态的顺序和过程，就是结构设计。

3-2　屈服弯矩和全塑性弯矩

当构件仅受拉或受压作用时，截面内的应力是均匀分布的，且合理作用于截面的中心。受拉或受压构件的屈服极限荷载用 N_y 表示，

$$N_y = A \cdot \sigma_y = N_p \tag{3.2.1}$$

其中，A 为构件的有效横截面面积，σ_y 是钢材的屈服强度。此状态，既是屈服极限状态又同时是（全截面达到屈服）塑性极限状态。（N_p：塑性极限荷载）

可是，为了构件不产生轴力而弯曲时，必须在通过截面形心的轴侧作用弯矩。此轴称为中性轴。但是，作用弯矩力矩方向和弯曲方向并不一定一致。但有存在方向一致的轴线，此时这个轴称为截面的主轴。有关主轴的截面惯性矩，为最大或最小。截面惯性矩为最大的轴如称为 x 轴，则其为强轴；截面惯性矩最小的轴如称为 y 轴，则其为弱轴。截面惯性矩 I_x，I_y，参照图-3.2.1，用强轴和弱轴来表示。

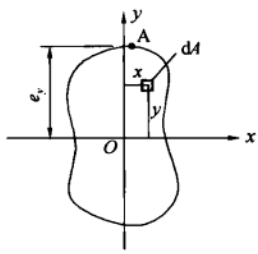


图-3.2.1 截面惯性矩

$$I_x=\int_A y^2\mathrm{d}A\text{:强轴方向} \tag{3.2.2a}$$

$$I_y=\int_A x^2\mathrm{d}A\text{:弱轴方向} \tag{3.2.2b}$$

强轴方向作用弯矩 M_x 时，在截面上产生的最大应力 $\sigma_{x,\max}$ 是在离中性轴最远的 A 点产生，其值为，

$$\sigma_{x,\max}=\frac{M_x}{Z_x} \tag{3.2.3}$$

在这里，Z_x 是截面模量。其值为，

$$Z_x=\frac{I_x}{e_y} \tag{3.2.4}$$

e_y 是 A 点距 x 轴的距离。

构件截面开始屈服时，构件的屈服强度是 σ_y，

$$(M_x)_y=Z_x\cdot\sigma_y \tag{3.2.5}$$

此时的弯矩称为屈服弯矩，表示屈服临界状态。下面以 H 形截面（H 型钢）为例说明，

①H 形截面构件强轴方向（x 轴）

$$I_x=\frac{1}{12}BH^3-\frac{1}{12}(H-2t_f)^3\cdot(B-t_w) \tag{3.2.6}$$

$$Z_x=\frac{2I_x}{H} \tag{3.2.7}$$

$$(M_x)_y=Z_x\cdot\sigma_y \tag{3.2.8}$$

这里，H，B，t_f，t_w 参照图-3.2.2（a）表示。

② H 形截面构件弱轴方向（y 轴）

$$I_y=\frac{1}{6}t_f\cdot B^3+\frac{1}{12}(H-2t_f)\cdot t_w^3 \tag{3.2.9}$$

$$Z_y=\frac{2I_y}{B} \tag{3.2.10}$$

$$(M_y)_y=Z_y\cdot\sigma_y \tag{3.2.11}$$

③ 圆钢管截面构件的通过中心的任意的轴

$$I=\frac{\pi}{64}\{D^4-(D-t)^4\} \tag{3.2.12}$$

$$Z=\frac{\pi}{32D}\{D^4-(D-t)^4\} \tag{3.2.13}$$

$$(M)_y=Z\cdot\sigma_y \tag{3.2.14}$$

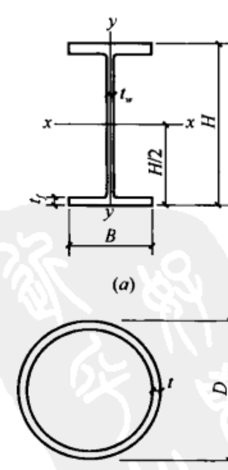


图-3.2.2 构件截面的尺寸

（a）H 形截面；（b）环形截面

假定钢材为没有应变硬化的完全弹塑性体（图-3.2.3），构件在达到屈服弯矩后能继续承受更大的弯矩，截面内随着屈服部

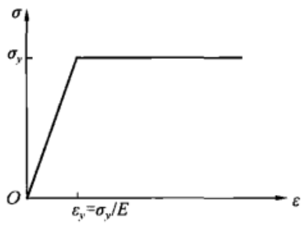


图-3.2.3　完全弹塑性体的应力—应变关系

分面积的增大，最后整个截面达到屈服状态（全塑性状态）。此时的弯矩 M_p，按下式计算。

$$M_p=\int_A y\cdot \mathrm{d}A\cdot\sigma_y \tag{3.2.15}$$

这里，Z_p 为塑性截面模量。M_p 称为塑性弯矩，此时为全塑性极限状态。但是，对截面形状进行积分时的轴（强轴：x-x 轴）不对称时，需要注意其中性轴位置将从弹性阶段时的位置移动。作为构件截面的 H 型钢和钢管的塑性弯矩 M_p 为例：

① H 形截面构件强轴方向（x 轴）

$$M_p=Z_p\cdot\sigma_y=\left\{Bt_f\,(H-t_f)+\frac{1}{4}t_w\,(H-2t_f)^2\right\}\cdot\sigma_y \tag{3.2.16}$$

这里，H，B，t_f，t_w 参照图-3.2.2（a）表示。

② H 形截面构件的弱轴方向（y 轴）

$$M_p=Z_p\cdot\sigma_y=\left\{\frac{1}{2}t_f\cdot B^2+\frac{1}{4}(H-2t_f)t_w^2\right\}\cdot\sigma_y \tag{3.2.17}$$

③ 圆钢管

$$M_p=\frac{D^3}{6}\left\{1-\left(1-\frac{2t}{D}\right)^3\right\}\cdot\sigma_y \tag{3.2.18}$$

这里，D 为外径，t_w 为壁厚，参照图-3.2.2（b）表示。

3-3　局部失稳和塑性变形能力

钢结构的主要构件所采用的 H 型钢和钢管，是由翼缘和腹板等薄壁钢板组合而成。在板材面内作用力后，像照片-3.3.1 所表示的构件的截面形状的一部分显著变形屈曲，会使本来构件所具有的承载能力明显降低。此现象称为局部失稳。



照片-3.3.1　各种截面构件的局部失稳（短柱压缩试验结果）

3-3-1 局部失稳和板单元的宽厚比

板单元（平板）在面内作用如图-3.3.1所示压缩应力时其弹性失稳应力度 σ_{cr} 按下式表示。

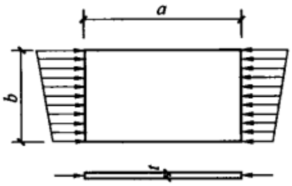


图-3.3.1 板单元的面内压缩力

$$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2 D'}{\lambda^2} \tag{3.3.1}$$

$$\lambda=\frac{b}{t} \tag{3.3.2}$$

$$D'=k\frac{E}{12(1-\mu^2)} \tag{3.3.3}$$

这里，λ 为板单元的宽厚比，k 为板单元的4边支承条件和板的面内压缩力的分布状态而定的系数（板的失稳系数），E 为纵向弹性模量，μ 为泊松比。

其次，在设计上把局部失稳时的应力度分为弹性区域、非弹性区域和塑性区域，并按下式表示。

弹性区域 $\lambda\geqslant\lambda_1$ $$\sigma_{cr}=\frac{\pi^2 D'}{\lambda^2} \tag{3.3.4a}$$

非弹性区域 $\lambda_1\geqslant\lambda\geqslant\lambda_A$ $$\sigma_{cr}=-1.2\sigma_y\left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right)+1.8\sigma_y \tag{3.3.4b}$$

塑性区域 $\lambda_A\geqslant\lambda$ $$\sigma_{cr}=\sigma_y \tag{3.3.4c}$$

这里，$\lambda_1=\sqrt{\dfrac{\pi^2 D'}{0.6\sigma_y}}=\dfrac{1.3\pi\sqrt{D'}}{\sqrt{\sigma_y}}$：是区分弹性失稳和非弹性失稳境界的宽厚比

$\lambda_A=\dfrac{2}{3}\lambda_1=\dfrac{0.86\pi\sqrt{D'}}{\sqrt{\sigma_y}}$：是区分非弹性失稳和塑性失稳的临界宽厚比

以上关系，如图-3.3.2所表示。并且，塑性区域的局部失稳由于应变硬化的影响，承载力会更加上升，在设计上则将钢材的屈服强度考虑为其极限 σ_y（即不考虑应变硬化影响）。

以上所叙宽厚比的 λ，按图-3.3.3参照进行计算。

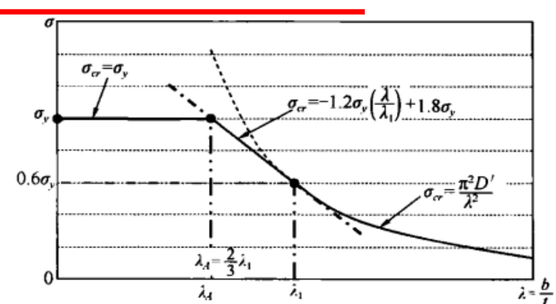


图-3.3.2 局部失稳应力度和板的宽厚比

3-3-2 板单元的宽厚比限制

一次设计是按容许应力度法所进行的，其构件的应力度未达到屈服强度，所以以不会发生局部失稳为前提，决定其容许压缩应力度和容许弯曲应力度。此条件，以图-3.3.2的 $\lambda_A\geqslant\lambda$，将板单元的支承条件和应力度分布具体代入公式（3.3.3）的 k 决定其宽厚比限制。但是，设计公式上是用 F（基准强度）来替换 σ_y 的。

① 角钢截面的翼缘（一端简支・其他边自由）：$\dfrac{b}{t_f}\leqslant 12.9\sqrt{\dfrac{235}{F}}$

② H形钢截面的柱或梁的压缩翼缘（一端固定・其他边自由）$\dfrac{b}{t_f}\leqslant 15.5\sqrt{\dfrac{235}{F}}$

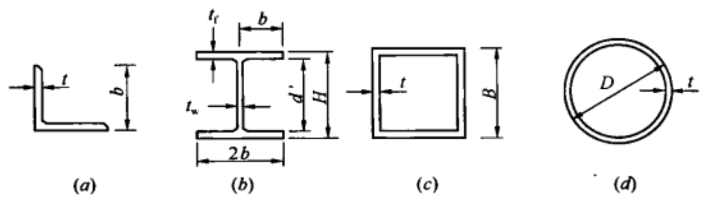


图-3.3.3　板单元的宽度和厚度

(*a*) 角钢截面；(*b*) H 形截面；(*c*) 箱形截面；(*d*) 钢管截面

③ H 形钢截面的柱子腹板或箱型截面构件翼缘板（两端简支）$\frac{d'}{t_w}\leqslant 48\sqrt{\frac{235}{F}}$，$\frac{B}{t}\leqslant 48\sqrt{\frac{235}{F}}$

④ H 形钢截面的梁的腹板（两端简支）$\frac{d'}{t_w}\leqslant 71\sqrt{\frac{235}{F}}$

⑤ 受弯曲和压缩的 H 形钢截面的梁的腹板（两端简支）

$$\frac{d'}{t_w}\leqslant 71\sqrt{\frac{235}{F}}-23\sqrt{\frac{235}{F}}\frac{P}{P_f}\text{ 但，最小值可采用 }48\sqrt{\frac{235}{F}}\text{。}$$

⑥ 钢管：

$$\frac{D}{t}\leqslant 100\cdot\frac{235}{F}$$

这里，F 为基准强度（JIS 规格定为屈服强度的下限值），$P_f=A\cdot F$ 为构件的屈服轴力，A 为构件的横截面面积，P 为承受的压缩轴力。

当构件截面不满足此宽厚比限制条件时，可引入仅按满足宽厚比限制条件部分的有效宽度的概念，算出其应力度，确认其是否在容许应力度范围内的方法来进行。进而，像吊车梁那样的宽厚比很大的构件，为防止发生局部失稳，应按容许局部应力度进行验算。

3-3-3　构件的宽厚比和架构的塑性变形能力

前节陈述了塑性区域的局部失稳承载力受应变硬化影响而使屈服强度上升的现象，可以认为宽厚比在宽厚比限制以下的构件具有塑性变形能力。告示 昭和 55 建告第 1792 号（改正告示 平成 19 年国交省告示 596 号）中，将梁和柱的板单元类别的宽厚比，按表-3.3.1 所示分为 FA，FB，FC，FD 的 4 个等级。并将其与结构的保有水平承载力时的 D_s 值如表-3.3.2 所示关联起来。这里，FC 等级的宽厚比所采用的是前节所述的宽厚比限制值。宽厚比越小，其构件的塑性变形能力就越高，关联 D_s 值也就越小。

表-3.3.1　柱及梁的板材类别和宽厚比（出处 1）

构件	柱				梁		柱及梁构件的类别
截面形状	H 形钢		方形钢管	圆形钢管	H 形钢		
部位	翼缘	腹板	—	—	翼缘	腹板	
宽厚比或者径厚比	$9.5\sqrt{235/F}$	$43\sqrt{235/F}$	$33\sqrt{235/F}$	$50\ (235/F)$	$9\sqrt{235/F}$	$60\sqrt{235/F}$	FA
	$12\sqrt{235/F}$	$45\sqrt{235/F}$	$37\sqrt{235/F}$	$70\ (235/F)$	$11\sqrt{235/F}$	$65\sqrt{235/F}$	FB
	$15.5\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$100\ (235/F)$	$15.5\sqrt{235/F}$	$71\sqrt{235/F}$	FC
	FA，FB 及 FC 都不符合的情况						FD
表中，F 表示平成 12 年告示第 2464 号第 1 条规定的基准强度（单位：N/mm²）							

表-3.3.2 宽厚比的等级和 D_s 值的对应（刚接框架）

宽厚比等级	FA	FB	FC	FD
D_s	0.25	0.30	0.35	0.40

如果构件使用了 SN 材料，因为其屈服强度的上限和屈服比的上限被规定，可以采用以下的翼缘和腹板的相关式。

$$\frac{(b/t_f)^2}{(k_f/\sqrt{F/98})^2}+\frac{(d'/t_w)^2}{(k_w/\sqrt{F/98})^2}\leqslant 1,\text{并且},d'/t_w\leqslant k_c/\sqrt{F/98}$$

这里，$d'=H-2t_f$ 为腹板的有效高度；H 为梁高，F 为钢材的基准强度（N/mm²），k_f，k_w，k_c 是根据钢材的种类和构件的类别给出的常数列于表-3.3.3。

表-3.3.3 宽厚比的等级（出处 1）

构件	钢材种类	常数	k_f，k_w，k_c 值		
			FA	FB	FC
H 形截面柱	SN400B SN400C	k_f	22	27	32
		k_w	71	87	104
		k_c	71	71	74
	SN490B SN490C	k_f	26	33	40
		k_w	63	77	94
		k_c	71	71	74
H 形截面梁	SN400B SN400C	k_f	22	27	32
		k_w	144	175	209
		k_c	100	100	110
	SN490B SN490C	k_f	26	33	40
		k_w	118	147	180
		k_c	100	100	110

3-4 弯曲屈曲时的压缩承载力

仅受轴压力的两端简支的柱子，支撑杆件，桁架杆件等称为中心受压杆件。这些杆件所受的压缩力是作用在其截面形心，其破坏方式由屈曲失稳（欧拉失稳）达到终局极限状态。

屈曲临界力 N_{cr} 和弯曲屈曲应力度 σ_{cr} 按下式求解。（图-3.4.1）

$\lambda\leqslant\Lambda$ 的情况 $$N_{cr}=A\cdot\sigma_{cr}=A\cdot\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}\sigma_y \quad (3.4.1a)$$

$\Lambda<\lambda$ 的情况　　$N_{cr}=A\cdot\sigma_{cr}=A\cdot\dfrac{0.6}{\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}\sigma_y=A\cdot\dfrac{\pi^2E}{\lambda^2}$　　(3.4.1b)

这里，$\Lambda=\sqrt{\dfrac{\pi^2E}{0.6\sigma_y}}$：临界长细比　　(3.4.2)

$$\lambda=\frac{l_k}{i}\text{：长细比} \tag{3.4.3}$$

$$i=\sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}\text{：截面回转半径} \tag{3.4.4}$$

但，$I_{\min}$是最小截面惯性矩，l_k 为失稳长度，σ_y 为屈服强度，E 为纵向的弹性模量，A 为横截面面积。

并且，一次设计时所使用的临界荷载（长期荷载）N_c 或者容许压缩应力度 f_c，考虑安全率 υ 用下式求解。

$\lambda\leqslant\Lambda$　$N_c=A\cdot f_c=A\cdot\dfrac{\left\{1-0.4\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}\sigma_y}{\nu}$　　(3.4.5a)

$\Lambda\leqslant\lambda$　$N_c=A\cdot f_c=A\cdot\dfrac{0.277}{\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}\sigma_y$

$=A\cdot\dfrac{6\pi^2E}{13\lambda^2}$　　(3.4.5b)

这里，安全率：$\nu=\dfrac{3}{2}+\dfrac{2}{3}\left(\dfrac{\lambda}{\Lambda}\right)^2$　　(3.4.6)

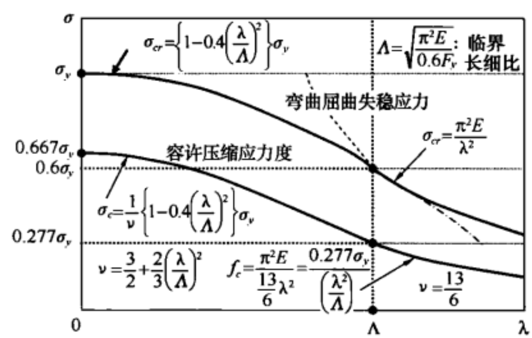


图-3.4.1　弯曲屈曲失稳应力 σ_{cr} 及容许压缩应力度 f_c

此处，建筑基本法（告示平成 13 年国交省第 1424 号）规定用材料的基准强度 F 来替换 σ_y。(图-3.4.1)。

3-5　横向失稳时的弯曲承载力

被用作在梁等的 H 形钢截面构件在强轴方向受到弯矩作用时，构件扭弯在压缩侧翼缘的横向会出现屈曲现象。此现象被称为横向失稳。此时的弯矩 M_c 被称为横向失稳弯矩，由图-3.5.1 表示。其中公式（3.5.1c）为弹性区域的横向失稳承载力，公式（3.5.1b）为非弹性区域的横向失稳承载力，公式（3.5.1a）为不发生横向失稳时的塑性弯矩承载力 M_p 为止，全都表示着终局极限承载力。

$\lambda_b^*\leqslant{}_p\lambda_b^*$　　$M_c=M_p$　　(3.5.1a)

${}_p\lambda_b^*<\lambda_b^*\leqslant{}_e\lambda_b^*$　　$M_c=\left(1.0-0.4\dfrac{\lambda_b^*-{}_p\lambda_b^*}{{}_e\lambda_b^*-{}_p\lambda_b^*}\right)M_p$　　(3.5.1b)

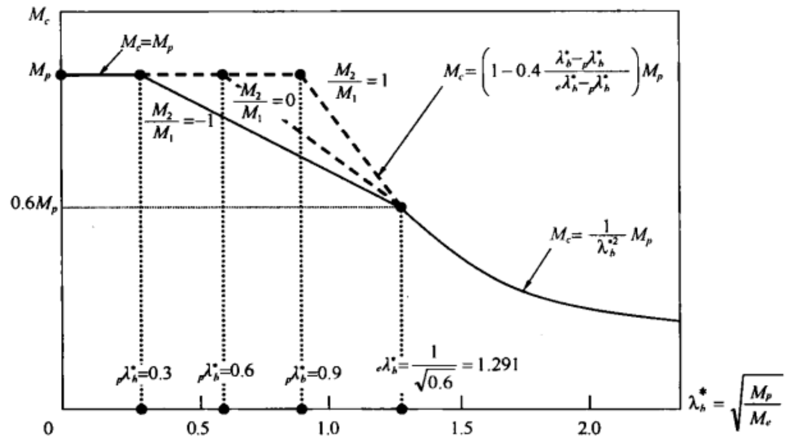


图-3.5.1 横向失稳极限承载力

$${}_e\lambda_b^* < \lambda_b^* \qquad M_c = \frac{1}{\lambda_b^{*\,2}} M_p \tag{3.5.1c}$$

$\lambda_b^* = \sqrt{\dfrac{M_p}{M_e}}$：$M_p$ 作为标准的横向失稳长细比 (3.5.2)

${}_e\lambda_b^* = \dfrac{1}{\sqrt{0.6}} = 1.29$：弹性临界横向失稳长细比 (3.5.3)

${}_p\lambda_b^* = 0.6 + 0.3\left(\dfrac{M_2}{M_1}\right)$：塑性临界横向失稳的长细比($M_1$，$M_2$ 参照图-3.5.2) (3.5.4)

$M_e = C_b\sqrt{\dfrac{\pi^4 EI_y \cdot EI_W}{{}_kl_b^4} + \dfrac{\pi^2 EI_y \cdot GJ}{l_b^2}}$：H 形截面构件的弹性横向屈曲弯矩 (3.5.5)

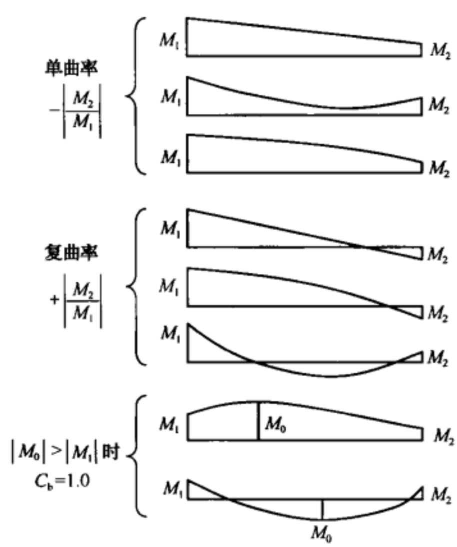


图-3.5.2 弯矩系数取值方法

M_p 为塑性弯矩，l_b 为横向失稳约束间距，${}_kl_b$ 为横向失稳长度，I_w 为弯曲扭转（Wagner）常数，J 是 St. Venant 的扭转常数，E 为弹性模量，G 为剪切弹性模量，I_y 为弱轴方向的截面惯性矩。

这里，H 形截面构件的扭转常数为，

$$I_w = \frac{1}{4}h^2 I_y = \frac{1}{4}(H-t_f)^2 \cdot \frac{1}{6}A_f B^2 \tag{3.5.6}$$

$$J = \frac{2}{3}B \cdot t_f^3 + \frac{1}{3}(H-2t_f) \cdot t_w^3 \tag{3.5.7}$$

h 是上下翼缘形心间距。弯矩系数 C_b 参照图-3.5.2

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2 \leqslant 2.3 \tag{3.5.8}$$

与横向失稳损伤极限状态相对应的弯矩${}_eM_c$（横向失稳损伤极限承载力），是上述的横向失稳终局

极限承载力 M_c，或公式（3.5.1a）～（3.5.1c）中将 M_y（屈服力矩）调换为 M_p 而形成的（图-3.5.3）。但公式（3.5.2）的 λ_b^* 和公式（3.5.10）的 λ_b 相比较后就可明白，横向失稳长细比的定义不同，应加以注意。

$$\lambda_b \leqslant {}_p\lambda_b \qquad {}_eM_c = M_y \tag{3.5.9a}$$

$$ {}_p\lambda_b < \lambda_b \leqslant {}_e\lambda_b \qquad {}_eM_c = \left(1.0 - 0.4\frac{\lambda_b - {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b}\right)M_y \tag{3.5.9b}$$

$$ {}_e\lambda_b < \lambda_b \qquad {}_eM_c = \frac{1}{\lambda_b^2}M_y \tag{3.5.9c}$$

$\lambda_b = \sqrt{\dfrac{M_y}{M_e}}$：以 M_y 为基准时的横向失稳长细比　　(3.5.10)

${}_e\lambda_b = \dfrac{1}{\sqrt{0.6}} = 1.29$：弹性临界横向失稳长细比　　(3.5.11)

${}_p\lambda_b = 0.6 + 0.3\left(\dfrac{M_2}{M_1}\right)$：塑性临界横向失稳长细比（$M_1$，$M_2$ 参照图-3.5.2）　　(3.5.12)

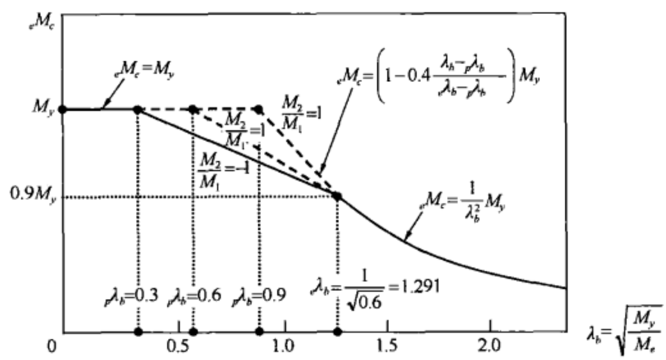


图-3.5.3　横向失稳损伤极限承载力

钢结构设计规范—容许应力度设计法（2005 年版）中，长期容许弯曲承载力（使用极限承载力）${}_aM_c$ 或者容许弯曲应力度 f_b，是在上述的横向失稳损伤极限承载力 ${}_eM_c$ 的公式（3.5.9a）～公式（3.5.9c）中，依据弯曲屈曲影响采用了安全率如下式表示（图-3.5.4）。

$$\lambda_b \leqslant {}_p\lambda_b \qquad {}_aM_c = Z\cdot f_b = \frac{M_y}{\nu} \tag{3.5.13a}$$

$$ {}_p\lambda_b < \lambda_b \leqslant {}_e\lambda_b \qquad {}_aM_c = Z\cdot f_b = \left(1.0 - 0.4\frac{\lambda_b - {}_p\lambda_b}{{}_e\lambda_b - {}_p\lambda_b}\right)\left(\frac{M_y}{\nu}\right) \tag{3.5.13b}$$

$$ {}_e\lambda_b < \lambda_b \qquad {}_aM_c = Z\cdot f_b = \frac{1}{\lambda_b^2}\left(\frac{M_y}{2.17}\right) \tag{3.5.13c}$$

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{3}{2}\left(\frac{\lambda_b}{{}_e\lambda_b}\right)^2 \text{安全率} \tag{3.5.14}$$

其短期容许弯曲应力度为 $1.5f_b$。

钢结构设计规范（SI 单位版，2002）规定容许弯曲应力度 f_b，采用以下公式 f_{b1} 和 f_{b2} 中的较大值。

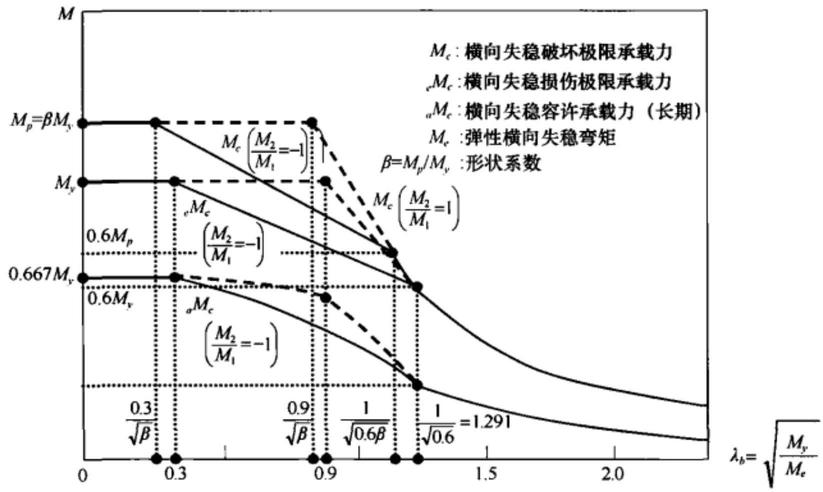


图-3.5.4　长期容许弯曲承载力

（横向失稳破坏极限承载力和横向失稳损伤临界承载力的比较）

$$f_{b1}=\frac{1}{\nu}\left\{1-0.4\frac{\left(\frac{l_b}{i}\right)^2}{C_b\cdot\Lambda^2}\right\}\sigma_y \tag{3.5.15a}$$

$$f_{b2}=\frac{1}{\nu}\cdot\frac{133500}{\left(\frac{l_b\cdot h}{A_f}\right)} \tag{3.5.15b}$$

这里，C_b 是弯矩系数，h 是弯曲构件的高度，l_b 为横向失稳约束长度，Λ 为极限长细比，A_f 为翼缘板横截面面积，i 为弯曲构件的受压侧翼缘板和高度的六分之一所形成 T 形截面的腹板轴方向的截面回转半径，v 为安全率，不管横向失稳长细比的大小，一律为一定值的 1.5 倍。这样进行手算时比较简便，但安全率的取值方法不太合理，因为被指出其与弯曲屈曲不相符合，所以钢结构设计规范作了修改。

按照令第 94 条规定的特殊容许应力度的告示平成 13 国交告第 1024 号（改正告示平 19 国交告第 625 号），采用公式（3.5.15a）及公式（3.5.15b），法律上必须遵从告示规定。

3-6　支撑构件的设计

3-6-1　支撑的构造要求

支撑构件，是在由梁柱形成的四边形框架中沿对角线设置，主要功能是抵抗地震力和风荷载作用的结构构件。柱子为 H 形钢截面框架时，通常在其弱轴方向设置支撑形成框架支撑结

构形式。在建筑物的用途上，工厂和仓库、立体停车场等建筑物采用框架支撑结构较多。

如图-3.6.1 所示，设置在框架轴组中的支撑有各式各样的形式。一般以（*b*）的 X 形和（*c*）的 K 形配置最为常用。当梁的跨度很小时，也采用（*a*）的单斜支撑形式。（*d*）的偏心 K 形支撑方式，多在支撑上部梁中间部分的弯曲屈服和剪切屈服承载力小于支撑构件本身的失稳承载力架构时使用。（*e*）的失稳约束支撑，是让承受轴力的支撑构件的芯材不受轴力作用而采用外部钢管材等防止其支撑构件的失稳，近年来在超高层中采用较多。对支撑结构如能适当设计，亦能达到与刚架同样的稳定恢复力特性。其他水平楼板结构中和屋面内为确保水平刚性而设置水平支撑。

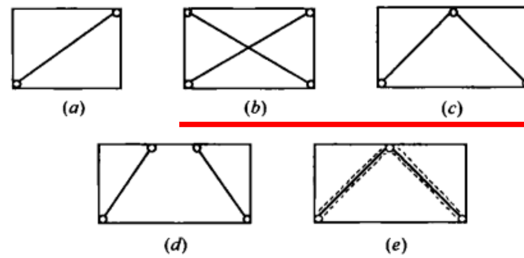


图-3.6.1　支撑的布置和分类

（*a*）单坡；（*b*）X 型；（*c*）K 型；（*d*）偏心 K 型；（*e*）失稳约束型

3-6-2　框架支撑的 D_s 值

框架支撑结构及支撑结构的计算方法，由告示 昭 55 建告第 1792 号（改正告示平 19 国交告第 596 号）决定。如表-3.6.1 所示，根据支撑构件的类别和有效长细比 λ 分为 BA、BB、BC 的 3 类。图-3.6.2（*a*）所示为长细比大的支撑结构的荷载—变形关系图。图-3.6.2（*b*）所示为长细比的类别为 BC 这一处于中间领域的支撑结构的荷载—变形关系图。长细比大的支撑结构图（*a*）的压缩侧的支撑在很小的荷载下就进入失稳，其恢复力特性为滑移型，受拉侧的支撑构件在进入屈服承载力同时保持其稳定的变形能力。相反，长细比处于中间领域时，受压侧支撑在失稳之前其强度，刚性都很高。但一旦失稳后如图（*b*）所示，呈现不稳定的恢复力特性，不能期待其变形能力。通常的设计一般较少使用 BA 类型的支撑，而采用图-3.6.1（*e*）形的失稳约束支撑，利用其高于 BA 类支撑的变形能力。

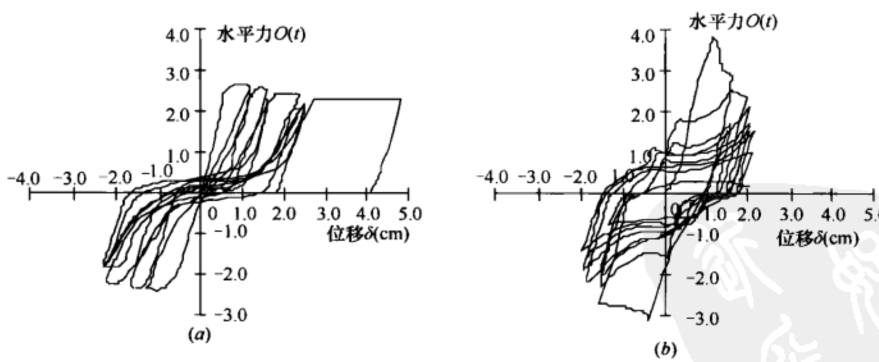


图-3.6.2　不同细长比的支撑结构的滞回特征（出处 1）

（*a*）λ=175 的情况；（*b*）λ=56 的情况

支撑结构的 D_s 值，具体是根据同一层内各种不同种类的构件按表-3.6.2 来决定同层的构件群的类别；并根据支撑所负担同层的保有水平承载力的比率 β_u，按表-3.6.3 来决定的。

表-3.6.1 支撑的类别

	有效长细比	支撑的类别
(1)	$\lambda \leqslant 495/\sqrt{F}$	BA
(2)	$495/\sqrt{F} < \lambda \leqslant 890/\sqrt{F}$ 或者 $1980/\sqrt{F} \leqslant \lambda$	BB
(3)	$890/\sqrt{F} < \lambda \leqslant 1980/\sqrt{F}$	BC
表中，λ 为支撑的有效长细比（截面的最小回转半径与失稳长度的比值），F 为基本强度（单位：N/mm²）		

表-3.6.2 构件群的类别

	构件的承载力的比例	作为构件群的类别
(1)	$\gamma_A \geqslant 0.5\ \gamma_C \leqslant 0.2$	A
(2)	$\gamma_C < 0.5$（构件群的类别除去 A 的情况）	B
(3)	$\gamma_C \geqslant 0.5$	C
在这个表中，γ_A 和 γ_C，分别表示下面所示的数值。 γ_A：在决定支撑构件群的类别时，将 BA 类支撑的承载力的和除以所有支撑的承载力的总和的数值；在决定梁柱构件群的类别时，将 FA 类别柱的承载力的和除以 FD 类别柱的其他柱的水平承载力的总和后的数值。 γ_C：在决定支撑构件群的类别时，将 BC 类支撑的承载力的和除以所有支撑的承载力的总和的数值；在决定梁柱构件群的类别时，将 FC 类别柱的承载力的和除以 FD 类别柱的其他柱的水平承载力的总和后的数值。		

表-3.6.3 构件群的类别和 D_s 的关系

			柱及梁的构件群的类别			
			A	B	C	D
支撑的构件群的类别	A 或 $\beta_u = 0$		0.25	0.3	0.35	0.4
	B	$0 < \beta_u \leqslant 0.3$	0.25	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leqslant 0.7$	0.3	0.3	0.35	0.45
		$0.7 < \beta_u$	0.35	0.35	0.4	0.5
	C	$0 < \beta_u \leqslant 0.3$	0.3	0.3	0.35	0.4
		$0.3 < \beta_u \leqslant 0.5$	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.75 < \beta_u$	0.4	0.4	0.45	0.5
这里，β_u 为本层支撑结构承载力的负担率。即该层总保有水平承载力除以支撑总保有水平承载力						

带支撑刚架的保有水平承载力，可以考虑为柱子和支撑的水平剪切承载力的和。此时，压缩支撑中的压缩侧构件和拉伸构件形成一对支撑的水平承载力作以下处理。

① 在期待压缩侧构件的承载力时，可以考虑变形的适合性取压缩构件的失稳承载力 P_{cr} 的 2 倍；或者是取拉伸构件的屈服承载力与压缩构件失稳后的承载力的和。这里，压缩构件失稳后的承载力 N_u（图-3.6.3）由以下公式表示。

$$\frac{k_B}{\sqrt{0.6}}\frac{\lambda}{\Lambda} \leqslant 0.15 \qquad N_u = A \cdot \sigma_y = N_y \tag{3.6.1a}$$

$$0.15 < \frac{k_B}{\sqrt{0.6}}\frac{\lambda}{\Lambda} \leqslant 0.3 \qquad N_u = \frac{1}{11\dfrac{k_B}{\sqrt{0.6}}\dfrac{\lambda}{\Lambda} - 0.65}N_y \tag{3.6.1b}$$

$$0.3<\frac{k_B}{\sqrt{0.6}}\frac{\lambda}{\Lambda}\qquad N_u=\frac{1}{6\dfrac{k_B}{\sqrt{0.6}}\dfrac{\lambda}{\Lambda}+0.85}N_y \tag{3.6.1c}$$

这里，λ 为有效长细比，Λ 为临界长细比，A 为横截面面积，σ_y 为屈服强度。其中，k_B 为考虑构件两端支承条件的系数，刚接时为 0.55，通过节点板连接（铰接）时可取 0.75。

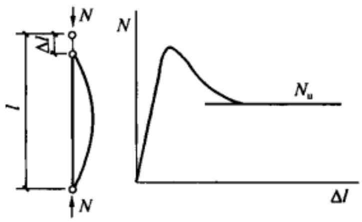


图-3.6.3　弯曲屈曲失稳后的稳定承载力（出处 2）

② 压缩侧构件的有效长细比较大时（$1980/\sqrt{F}\leqslant\lambda$）可不考虑 N_u，仅考虑拉伸侧构件的屈服承载力。在不考虑压缩侧构件时，注意不要过大评估其有效失稳长度。因为，应该是弹性失稳而在非弹性区域内失稳和失稳部分受反复受局部弯矩作用，支撑变成拉伸时上述部分容易发生早期断裂。进而，支撑外侧有建筑装修材料时，应避免支撑的失稳而引起装修材料的破损，希望尽量使失稳仅产生在支撑构件的面内。

3-6-3　压缩支撑的失稳长度

支撑构件的两端是与梁柱连接节点或大梁中间部分连接起来的，其两端部的支承形式通常都作为铰接来处理，支撑构件设计作为受压缩的中心受压构件进行设计。支撑构件的两端以刚接形式与刚架连接情况下的应力解析时，刚接连接构件处会产生弯矩而引起早期屈服。支撑构件的应力验算时，一般上述的弯矩的影响可以不考虑。

压缩支撑的失稳长度可以由上述两端作为铰接进行计算求得。桁架的斜材或 X 形支撑等，如图-3.6.4 所示的压缩构件和拉伸构件形成交叉 X 形时，其面外方向的失稳长度 l_k，应考虑交叉构件的轴力和弯矩的刚度影响，可以按公式（3.6.2）及公式（3.6.3）求得。

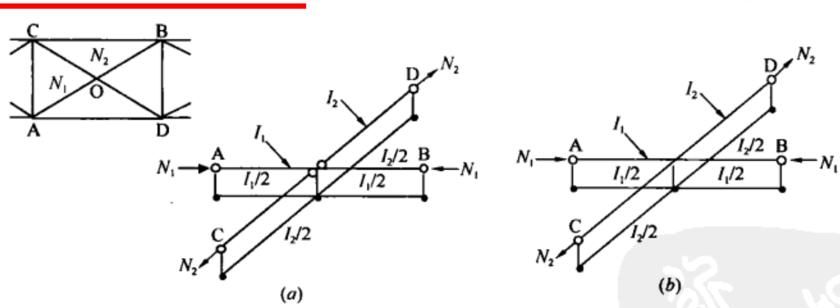


图-3.6.4　交叉支撑平面外的失稳长度（出处 3）

（a）交点为铰接；（b）交点为刚接

图-3.6.4（a）的情况

$$l_k=l_1\sqrt{1-0.75\frac{N_2 l_1}{N_1 l_2}}\qquad 并且\qquad l_k\geqslant 0.5l_1 \tag{3.6.2}$$

图-3.6.4（b）的情况

$$l_k = l_1\sqrt{1-\frac{N_2 l_1}{N_1 l_2}\left(0.75+\frac{\pi^2 EI_2}{l_2^2 N_2}\right)} \quad \text{并且} \quad l_k \geqslant 0.5l_1 \tag{3.6.3}$$

3-6-4 支撑端部及连接节点的设计

为了保证在大地震时支撑构件塑性变形而吸收地震的能量，支撑构件端部及连接结点应考虑保有承载力连接，满足下式设计。

$$A_j \cdot \sigma_u \geqslant \alpha \cdot A_g \cdot F \tag{3.6.4}$$

这里，A_j 是根据接合部与破坏形式所相应的接合部的有效横截面面积，σ_u 是接合部的破坏形式所相应接合部的破坏应力度，A_g 为支撑构件的全截面面积，F 是支撑构件的基准强度，α 为安全率且碳素钢为 1.2。

接合部的破坏形式所相应的破坏承载力 $A_j \cdot {}_{su}$，是通过对支撑端部及接合部的破坏形式①～⑤的各种情况进行验算，采用其中的最小值。

① 支撑构件端部的破坏；
② 与支撑构件所连接处的螺栓或高强螺栓的破坏；
③ 连接板沿轴线方向端部的剪切破坏；
④ 连接板的破坏；
⑤ 连接板的焊缝的破坏。

采用角钢和槽钢截面的支撑构件时要考虑其截面突出的偏心的影响，此时的构件的有效横截面面积 A_j，原则上按下式计算：

$$A_j = A_g - A_{d'} - h_n \cdot t \tag{3.6.5}$$

这里，A_g 为支撑构件的横截面面积，$A_{d'}$ 是支撑构件的连接螺栓孔的缺损截面面积，h_n 是截面突出而产生无效部分的长度（根据表-3.6.4 查得），t 为突出部分的板厚。

表-3.6.4 截面突出部分的无效长度 h_n 的值（出处 1）

支撑的截面形状	结合支撑构件的连接螺栓孔的数量 n^*				
	1	2	3	4	5
角钢	h_1-t_1	$0.7h_1$	$0.5h_1$	$0.33h_1$	$0.25h_1$
槽钢	h_1-t_1	$0.7h_1$	$0.5h_1$	$0.25h_1$	$0.20h_1$

（注）这个表里，h_1 是支撑截面突出部分的高度，槽钢的 t_1 为其腹板的厚度（mm）
★在应力方向 2 列以上配置时为其方向的连接数

除了以上叙述的支撑构件的设计中的注意事项，钢管柱和方形钢管等中空截面柱与支撑构件连接时，还要求满足支撑构件对柱子不产生偏心连接的基本要求。不得已的情况下产生偏心连接时，必须通过解析考虑其产生的影响。

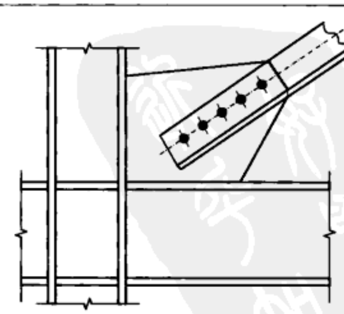


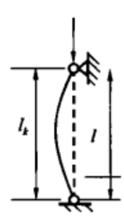
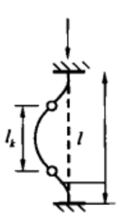
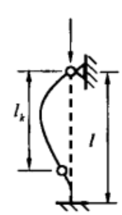
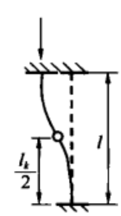
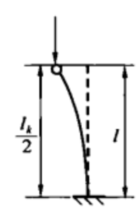
图-3.6.5 支撑的连接螺栓数
（出处 1 加以修改）

支撑端部的节点板和柱的连接部分，如支撑所承受的轴力引起节点板面外的变形时，其支撑构件的承载力和刚度将不能有效发挥。因此，为了不产生这样的局部变形，柱和节点板的接合部必须适当进行补强。

3-7　压缩构件的设计

中心压缩构件的弯曲屈曲临界荷载与其截面的弯曲刚度成正比，与构件长度的平方成反比。而且，同样的失稳长度，截面惯性矩最小的弱轴方向更容易发生失稳。因此，构件截面的主轴为哪个方向，必须加以确认。但是更重要的是必须正确评价失稳长度。如表-3.7.1 所示，由构件杆端的转动和水平移动的约束影响而引起失稳计算长度的变化。

表-3.7.1　轴心受压构件两端支承条件和失稳计算长度（出处 4 加以改变）

有无侧移	无侧移			自由侧移	
约束条件示意	两端铰接	两端固定	1 端铰接 1 端固定	两端固定	1 端铰接 1 端固定
构件的屈曲形式					
有效失稳长度 l_K	l	$0.5l$	$0.7l$	l	$2l$
设计用推荐值 l_K	l	$0.65l$	$0.8l$	$1.2l$	$2.1l$

轴心受压构件在弱轴方向屈曲失稳，如图-3.7.1 所示在杆件的弱轴中央方向对其变形约束其屈曲失稳的长度变小，其结果为弱轴方向的弯曲屈曲临界承载力上升。此时，为保证中央点的变形约束，补强构件的刚度（k）参照图-3.7.2 验算。

$$k \geqslant \frac{2N}{l},\quad N = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l^2} \tag{3.7.1}$$

一般的设计可以按照此方法，但《钢结构极限状态设计指南、同解说》规定，由于杆件本身存在有一定的挠度和偏心，补强约束点的位置等必须考虑 2%以上的补刚力。所以取为上式的 2 倍。

$$k \geqslant \frac{4N}{l},\quad N = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l^2} \tag{3.7.2}$$

补强杆件在习惯上，如图-3.7.3，图-3.7.4 所示，取为轴向力 N 的 2%以上。

$$N_v \geqslant 0.02N \tag{3.7.3}$$

但为考虑安全，上述指南规定其为 3%以上。

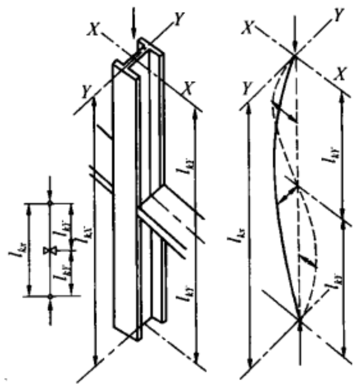


图-3.7.1　屈曲失稳长度的计算（出处 5）

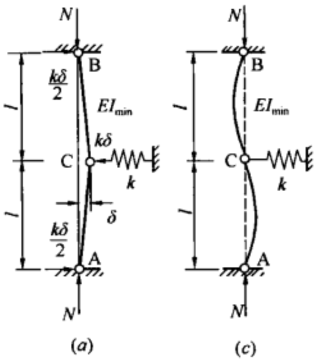


图-3.7.2　补强材的刚性

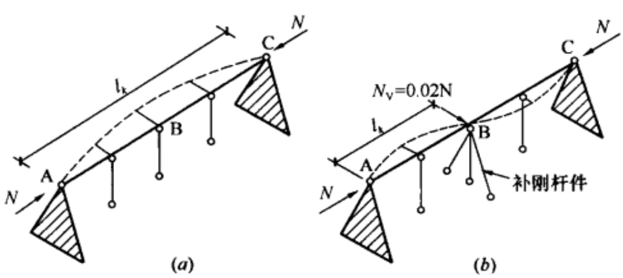


图-3.7.3　压缩杆件的支点补强（出处 6）

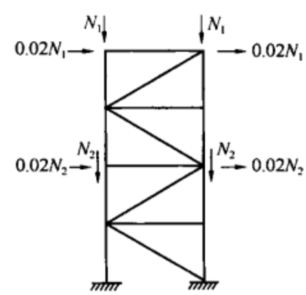


图-3.7.4　2%的压力期待为支撑承担（出处 6）

图-3.7.5 桁架杆件，是由拉伸杆件和压缩杆件组合形成的。其中受压杆件的支点间距为桁架平面内的节点间距，平面外为连系梁等设置间距。屈曲失稳长度，平面内按两端铰接考虑，$l_k=l$，平面外的受压杆件的支点变化引起轴力变化，参照表-3.7.2 的等效屈曲长度取值。

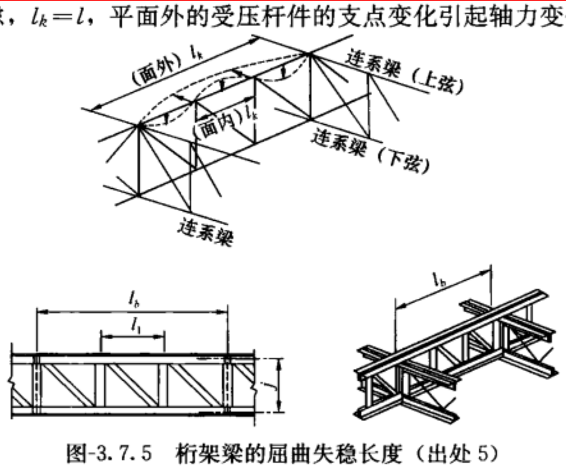


图-3.7.5　桁架梁的屈曲失稳长度（出处 5）

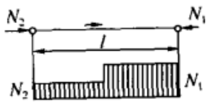
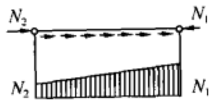
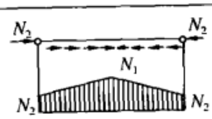
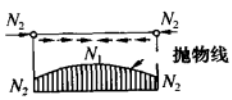
类似图-3.7.6 的格构式组合型压缩构件和实腹形构件相比其剪切变形较大，会对屈曲失稳产生影响。考虑其影响将长细比 λ_{ye} 适当增大来算出其屈曲临界承载力。

$$\lambda_{ye}=\sqrt{\lambda_y^2+\frac{m}{2}\lambda_1^2} \quad (3.7.4)$$

这里，λ_y 为格构式杆件为一体时的长细比，m 为组合杆件数，λ_1 为根据格构式压缩构件的形式并考虑剪切变形影响后的加以增大的长细比。具体计算方

法，详见《钢结构设计规范》及《钢结构屈曲设计指南》。

表-3.7.2　轴力变化的压缩杆件的屈曲失稳长度（出处 5）

轴力变化	屈曲失稳长度 l_k
	$l_k = l\left(0.75+0.25\frac{N_2}{N_1}\right)$　且　$l_k \geqslant 0.5l$
	$l_k = l\sqrt{\frac{1+0.88\,N_2/N_1}{1.88}}$　且　$l_k \geqslant 0.66l$
	$l_k = l\sqrt{\frac{1+2.18\,N_2/N_1}{3.88}}$　且　$l_k \geqslant 0.42l$
	$l_k = l\sqrt{\frac{1+1.09\,N_2/N_1}{2.09}}$　且　$l_k \geqslant 0.62l$

（注）N_2 为拉力的时候加负号代入

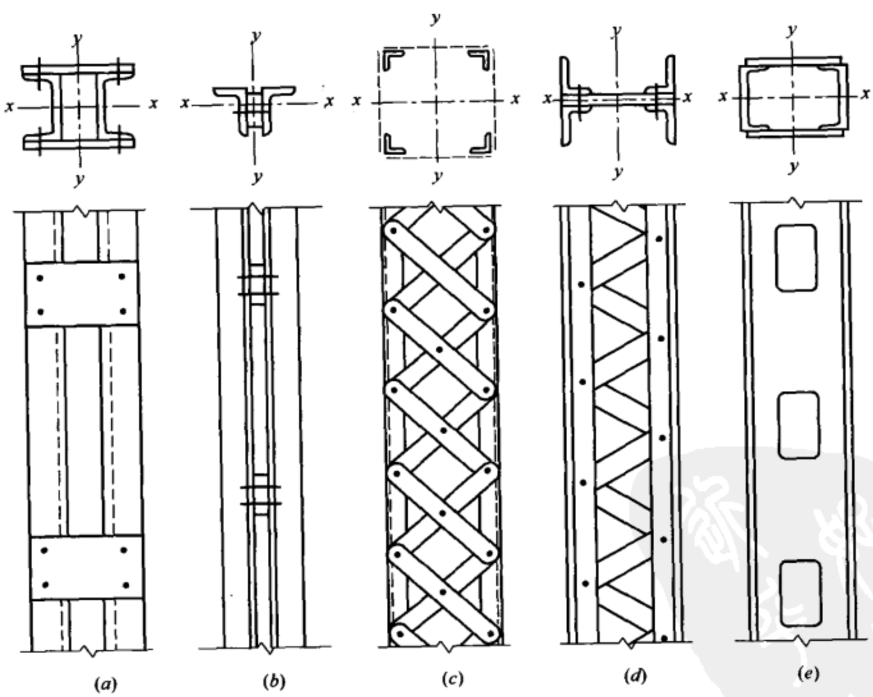


图-3.7.6　组合型压缩杆件（出处 4）

（a）条板连接形式；（b）夹板连接形式；（c）复合格构成形式；（d）单格构式形式；（e）有孔翼缘板形式

3-8 梁的设计

3-8-1 大梁和小梁

梁本来的作用是支撑楼板和屋顶，其设置方法根据楼板和屋顶的规格要求而决定。直接承受楼板或屋顶荷载的是檩条。檩条则由小梁来支承。风荷载通过外墙传递给墙檩条，墙檩条则由跨度中间的抗风小柱来支承。这些包括檩条在内的小梁类构件，主要承受弯曲和相应的剪力，基本上可考虑为两端简支梁，并考虑在其支配面积范围内的作用荷载下验算其构件的承载力和变形量。进而，与柱子一起构成结构体的大梁在纵向将长期垂直荷载传递给柱的同时，作为架构体来抵抗非长期性的雪荷载、风荷载、地震作用等。大梁和柱子的组合设置形式能左右结构体体系的性能。

3-8-2 大梁的截面选定

在选择构件的截面上，如何假定结构体的破坏极限状态是非常重要的。通常的抗震设计中所设定在破坏极限状态下的破坏机构，能够保证在假想形成塑性铰的部分在全截面进入塑性状态前不能发生失稳现象。为此，设置消能减震装置后，设法在破坏极限状态下的结构主体能保持在弹性临界范围内的话，此时即就可以不期待结构主体本身的变形能力了。即所谓的隔震结构和消能减震结构。

《钢结构极限状态设计指南、同解说》对屈服状态、全塑性状态、局部屈曲极限状态、整体屈曲失稳状态等破坏条件及发生的顺序作了预测并阐述了设计过程。

(1) 局部屈曲极限承载力

梁构件的板单元在局部屈曲时的弯矩 M 的大小、屈服弯矩 M_y、塑性弯矩 M_p 的关系如图-3.8.1 所示。根据所示关系，随着宽厚比 λ 渐渐变小，FC 等级（C 点～B 点）由 M_y 变为 M_p。最后

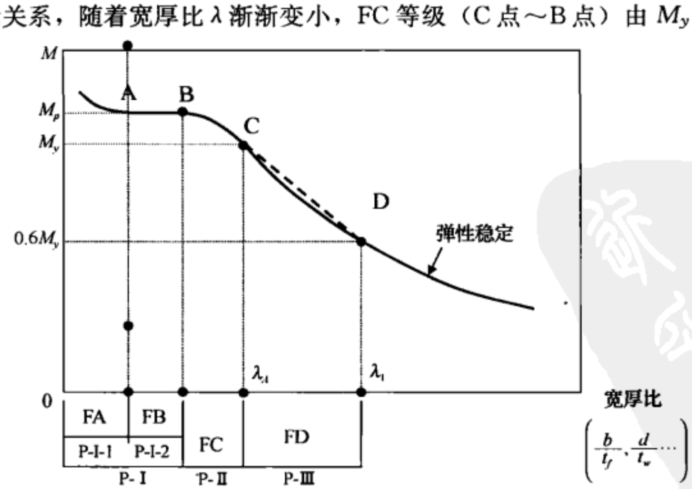


图-3.8.1 板的宽厚比区分（出处 2 修改）

渐渐达到 M_p 的状态，对由比宽厚比的限制 C 点（λ_A）要小的构件所组成的架构，虽然可以按弹性设计来进行，但对其塑性延性不能期待。如果宽厚比 λ 比 B 点小的长细比的构件，因其局部屈曲极限承载力比 M_p 大，所以可以按塑性解析进行设计。此区域在 A 点分成 2 部分，FB 等级（B 点～A 点）的宽厚比的构件，其塑性变形倍率（累积塑性变形倍率）η 的塑性变形能力的数值，考虑为 2 倍程度。进而，FA 等级（A 点左侧）的宽厚比的构件由于应变硬化作用，因有比 M_p 更大的承载能力，其塑性变形倍率的 η 被看作有 4 倍程度的塑性变形能力。因此，抗震设计时应尽量推荐有塑性变形能力截面的梁。

(2) 横向屈曲临界承载力

梁构件的强轴方向受弯曲后横向屈曲发生时的承载力以横向屈曲长细比 λ_b^* 来表现，如图-3.8.2 所示。根据此图，构件如能保持塑性临界长细比 ${}_p\lambda_b^*$ 以下的长细比，则其承载力数值就能确保为塑性状态时的 M_p。因此，架构的解析就能按塑性解析进行。同样此部分也分成 2 个区域，以 0.75 ${}_p\lambda_b^*$ 为分界线，0.75 ${}_p\lambda_b^*$ ～${}_p\lambda_b^*$ 区域的累积塑性变形倍率 $\eta=2$；可以期待 0～0.75 ${}_p\lambda_b^*$ 区域的累积塑性变形倍率 $\eta=6$。为确保横向屈曲临界承载力 M_p 以上的塑性变形能力，必须精确计算 ${}_p\lambda_b^*$，并与弯矩系数相关联，最后必须调整横向补刚间隔 l_b。

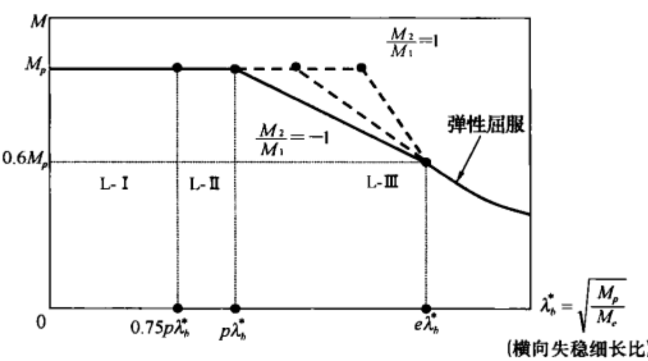


图-3.8.2　弯曲构件的细长比区分（出处 2 修改）

(3) 梁的横向屈曲补刚

为保证大梁端部能发挥充分的塑性变形能力而不产生横向屈曲，对梁进行补刚是有效的。这被称为保有承载力横向补刚。横向补刚的方法，如图-3.8.3 所示，对受一对称弯矩的梁而言，有沿梁全长均等设置补刚和主要在其端部近处设置补刚的设计方法。

沿梁全长均等设置横向补刚时，梁的弱轴方向的长细比 λ_y，可根据以下公式算出其必须补刚数并均等设置横向补刚杆件。

400N/mm² 级钢材时　　$\lambda_y \leqslant 170+20n$　　(3.8.1a)

490N/mm² 级钢材时　　$\lambda_y \leqslant 130+20n$　　(3.8.1b)

这里，λ_y 为梁的弱轴方向的长细比（$=l/i_y$），l 为梁全长，i_y 为梁的弱轴方向的截面回转半径，n 为横向补刚的个数。

按横屈曲在受临界对称的弯矩端部为固定梁屈服后的应力上升率约为 1.1 倍的条件解析

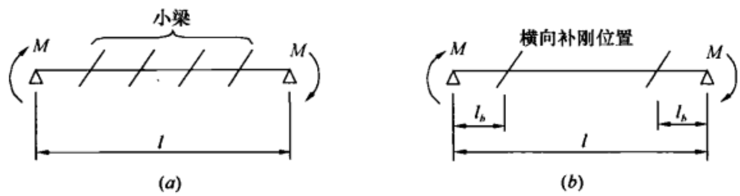


图-3.8.3 梁的横向失稳支撑

(a) 等间隔的横向补刚；(b) 近端部横向补刚

后，求得公式（3.8.1）。

在梁端近边部分横向补刚时，超过屈服弯矩区域的横向补刚间距，由下式表示。

400N/mm² 级钢材时 $\dfrac{l_b \cdot h}{A_f} \leqslant 250$ 且 $\dfrac{l_b}{i_y} \leqslant 65$ （3.8.2a）

490N/mm² 级钢材时 $\dfrac{l_b \cdot h}{A_f} \leqslant 200$ 且 $\dfrac{l_b}{i_y} \leqslant 50$ （3.8.2b）

这里，λ_y 为梁的弱轴方向的长细比（$=l/i_y$），l_b 为横向补刚间距，h 为梁的高度，A_f 为梁的压缩翼缘的横截面面积，i_y 为梁的弱轴方向的截面回转半径。

此种方法是在横向补强时，将逆对称作用于梁的弯矩值乘以安全率 α（400N/mm² 级钢材为 1.2，490N/mm² 级钢材为 1.1），并对其两端部的塑性状态进行评估。在梁的中间部未达屈曲弯矩部分区域，根据钢结构设计规范设置在弹性范围内需要的横向补刚。此时，原则上可不考虑长期荷载下的应力。

根据钢结构塑性设计指南，横向补刚材必须有足够的强度，满足梁截面产生弯矩应力时的压缩侧合力的 2%的横向力，并且确保刚度大于压缩侧合力 5 倍的力来除以横向补刚间距长度的结果。横向补刚材是在受压缩力梁侧翼缘的横向连接小梁或约束材、横向连接杆件或水平三角支撑杆件。同时连接板也应有足够的强度和刚度。当在梁压缩侧翼缘不能设置横向补刚材时，在受拉翼缘侧设置能约束横向变形和构件截面的扭转变形加劲肋的补刚材，亦能达到与在压缩侧翼缘补刚同等的强度和刚度效果。

3-8-3 穿孔梁的补强

为了在建筑物空间内的吊顶或楼板下通过设备管道，在钢梁的腹板设置圆形穿孔的做法较多。此种穿孔的梁腹板的设计法，有关法令和协会及规范都没有定论，一般可参考公共事业工程的穿孔梁的补强要领方法等进行设计。

(1) 补强设计的基本要点

进行设计穿孔钢梁补强方法的基本考虑方法是，穿孔部分的剪切强度必须确保在架构破坏机构的应力以上。必须补强的时候，作为补强贴板或者补强加劲措施，根据需要在穿孔部分设置钢管套管。SRC 结构，设置模板兼钢管套管的做法较多；纯钢梁时，穿孔钢套管则不一定需要。关于穿孔梁的设置位置等，应注意以下事项。

① 穿孔的直径，小于钢梁高度的 1/2。

② 穿孔的中心位置，离梁端 1.2 倍梁高距离以上，并且应注意梁的夹板接合部位置。

③ 设置数个穿孔时，各个穿孔的中心间距应保证邻孔穿孔直径的平均值的 2 倍以上。

④ 穿孔的最外边缘位置应与上下翼缘板内侧距离 100mm 以上。

当穿孔后剩余腹板的剪切承载力 Q_{ue} 满足以下公式时，没有必要补强。

$$Q_{ue} \geqslant Q_L + \alpha \cdot \sum M_y / l \tag{3.8.3}$$

这里，Q_L 为长期荷载工况下的梁剪力，ΣM_y 为梁两端屈服弯矩的和，l 为梁的有效跨度，α 为增大系数，取 1.2。

(2) 穿孔部分的剪切承载力

穿孔为一个时，或穿孔为多个组有一定间隔距离以上时，其穿孔部分的剪切承载力 Q_{ue} 由下式求解。

$$Q_{ue} = (A_w - \varphi \cdot t_w)\sigma_{wy} / \sqrt{3} \tag{3.8.4}$$

A_w 为无穿孔时的腹板横截面面积，ϕ 为穿孔的直径，t_w 为腹板的厚度，σ_{wy} 为腹板屈服强度。

数个穿孔排列设置时的剪切承载力 Q_{s0}，可以按照与穿孔外径相同的正六边形置换成蜂窝型空腹梁来考虑。由翼缘板和腹板的一部分形成的 T 形截面梁，其剪切承载力的和可由下式求解。

$$Q_{s0} = \Sigma Q_T = \Sigma \left\{ \frac{\sigma_{wy} \cdot t_w \cdot I_T}{\sqrt{3} \cdot S_T} \right\} \tag{3.8.5}$$

$$I_T = \frac{(B - t_w) \cdot t_f^3}{3} + \frac{t_w \cdot h^3}{3} - A \cdot g^2 \tag{3.8.6}$$

$$S_T = \frac{(h - g)^2 \cdot t_w}{2} \tag{3.8.7}$$

$$A = (B - t_w) \cdot t_f + t_w \cdot h \tag{3.8.8}$$

$$g = \left\{ \frac{(B - t_w) \cdot t_f^2}{2} + \frac{t_w \cdot h^2}{2} \right\} / A \tag{3.8.9}$$

这里，I_T 为 T 形截面的沿 X_T 轴（中性轴）的截面惯性矩，S_T 为 T 形截面的沿 X_T 轴单位（最小）截面惯性矩，A 为 T 形截面的截面面积，g 为到中性轴的距离。其他的记号，参照图-3.8.4。

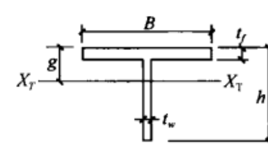


图-3.8.4　T 形梁截面

(3) 补强贴板法

补强贴板法，如图-3.8.5 所示，由穿孔产生的缺损截面同等量的贴板与腹板焊接补强。补强贴板和腹板的钢材种类为同一种时，补强贴板的板厚 t_p 由下式给出。

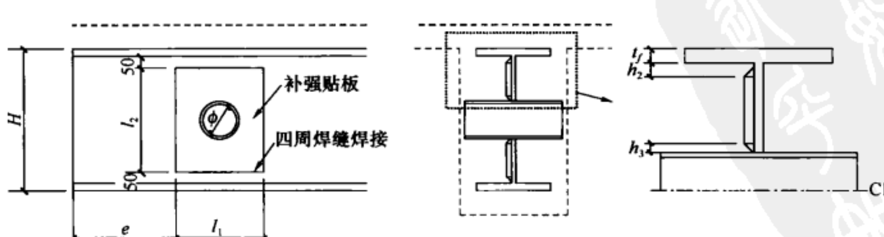


图-3.8.5　补强贴板法

$$t_p \geqslant \frac{(\phi + 2t_s) \cdot t_w}{H - 2t_f - 2(h_2 + h_3) - \phi - 2t_s} \tag{3.8.10}$$

这里，t_s 为钢管套管的板厚，t_f 为梁翼缘的板厚，ϕ 为穿孔的直径。l_1 取为 3ϕ 或者与 l_2 相比较小的值。h_2 和 h_3 为图-3.8.5 所示补强贴板与周边翼缘板内侧的距离。此种补强法，当补强贴板厚度在 16mm 以上时，可将计算所得厚度 1/2 的厚度的补强贴板设置在腹板的两外侧焊接补强。当有时穿孔为数个排列情况，将腹板用较厚的板材来置换更为合理。在焊接变形的矫正上，希望钢结构的端部距补强贴板的距离应在梁高尺寸以上（即 $e>h$）。补强贴板亦可选择圆形。与上下翼缘板内侧的距离一般取为 50mm，如施工上没有问题时也可以再小一些。

(4) 补强加劲法

补强加劲法如图-3.8.6 所示，以与横截面缺损同量的铁板进行加劲补强的方法，其补强加劲板的厚度 t_r 由下式表示。

$$t_r \geqslant \frac{2}{3}\left\{\frac{\phi + 2t_s}{B - t_w}\right\} \cdot t_w \tag{3.8.11}$$

这里，B 为梁翼缘宽度。补强加劲板和梁翼缘的焊接，应采用剖口焊缝。

(5) 钢管套管补强

由钢管套管进行补强，其效果由以下公式求解。

$$\frac{Q_H}{Q_{we}} = 1 + \frac{1}{(100H)^2}\left\{165\frac{M_s}{98} + 1112\left(\frac{\phi}{H} - 0.3\right)^2 + 36\frac{M_s}{98} + 115\right\} - 0.001\frac{M_s}{98} \tag{3.8.12}$$

$$M_s = \frac{B_s \cdot t_s^2}{4} \cdot \sigma_{sy} \tag{3.8.13}$$

这里，Q_H 为钢管套管有孔梁的最大剪切承载力，Q_{we} 为穿孔梁部分的最大剪切承载力，M_s 为钢管套管的塑性弯矩，B_s 为钢管套管的长度，t_s 为钢管套管的板厚，σ_{sy} 为钢管套管的材料强度。各记号的使用单位，为 N 和 m。本公式的适用范围为，$0.3 \geqslant \phi/H$，B_s 较大时考虑全截面有效的话为不安全。钢管套管与腹板的焊接为全周贴脚焊缝。

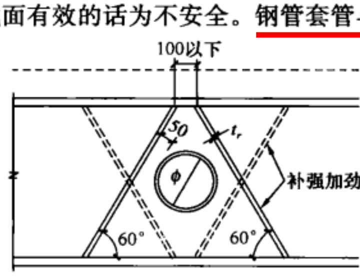


图-3.8.6　补强加劲法

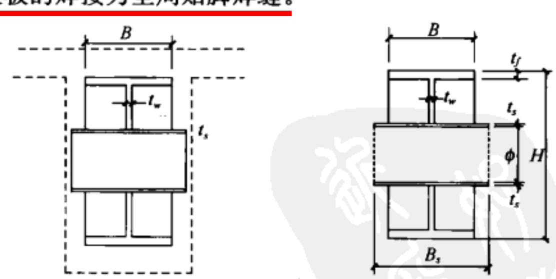


图-3.8.7　套管补强法

3-8-4　组合型梁的设计

组合型梁是由钢筋混凝土楼板或者在压型钢板上浇筑钢筋混凝土板与支承钢结构梁通过连

接栓钉组合而形成，是由两者共同承担弯曲的结构。栓钉不仅是为了形成组合型梁，而且在地震时负担起将楼梯所承受的惯性力有效传递给结构主体架构的重要作用。

组合型梁截面为了充分发挥其塑性，在达到塑性弯矩前，栓钉不受损伤的设计称为完全组合型梁。当达不到完全组合型梁，但栓钉的量能够充分传递设计应力时称为不完全组合型梁。组合型梁的混凝土楼板侧方向由压缩力所差生的弯矩为正弯矩，由张拉力产生的弯矩为负弯矩。一般组合型梁的设计，根据日本建筑学会的《各种组合结构设计指南、同解说》（第 1 编组合型梁结构设计指南、同解说）进行，进而亦可参考《钢结构极限状态设计指南、同解说（以下，称为极限状态指南）》。

(1) 钢筋混凝土楼板的有效宽度及有效高度

组合型梁的混凝土有效宽度 B，由梁的上翼缘宽度 b 加上其两侧或单侧的计算宽度 b_a 而形成。计算宽度 b_a 根据公式（3.8.14）或者（3.8.15）进行计算。

框架构件及连续梁时

$$b_a=\begin{cases}(0.5-0.6a/l)a & (a<0.5l\text{ 时})\\ 0.1l & (a\geqslant 0.5l\text{ 时})\end{cases} \tag{3.8.14}$$

简支梁时

$$b_a=\begin{cases}(0.5-0.3a/l)a & (a<l\text{ 时})\\ 0.2l & (a\geqslant l\text{ 时})\end{cases} \tag{3.8.15}$$

这里，a 是与相邻梁的有效间隔，如果是单独 T 形构件或者为边跨挑板，取为挑板有效宽度的 2 倍；l 为梁的跨度（参照图-3.8.8）。并且，形成框架的组合梁的构件端部正弯矩承载力计算时钢筋混凝土楼板的有效宽度亦作为柱子的宽度。

组合梁用的楼板的有效厚度，现浇钢筋混凝土板时取 8cm 以上（轻量混凝土 10cm 以上）；采用压型钢板时，略去压型钢板槽内的混凝土作用，压型钢板以上混凝土厚度取 8cm 以上。

(2) 对弯矩的计算

在实际的设计过程中，对于形成框架的梁（大梁）的端部的弯矩计算，为了安全，其屈服承载力、塑性承载力不考虑与楼板的合成效果而按纯钢梁的弯曲承载力来进行评价。并且组合型梁所承受的剪切力全部由钢梁的腹板来承担。

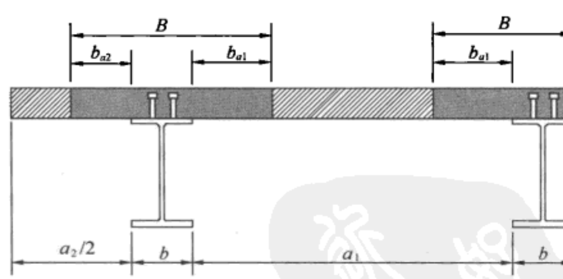


图-3.8.8　板的有效厚度

受正弯矩作用的组合型梁没有必要考虑横向屈曲失稳。根据《钢结构极限状态设计指南、同解说》，受负弯矩作用时钢梁的宽厚比在表-3.3.1 的 FA～FC 等级时，腹板的平面外的弯曲抵抗可以约束其压缩侧翼缘的横向移动和扭转，可以在实用设计范围内不考虑横向屈曲失稳。

(a) 承受正弯矩的完全组合型梁

承受正弯矩的完全组合型梁的截面模量，可根据《各种组合结构设计指南、同解说》按以

下公式计算。

ⅰ）$p_t < t_1{}^2 / \{2n(1-t_1)\}$ 时（中性轴在板内时）

中性轴位置 x_n，

$$x_n = n \cdot p_t \left(\sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot p_t}} - 1 \right) sd \tag{3.8.16}$$

截面惯性矩${}_cI_n$，

$${}_cI_n = \frac{B \cdot x_n^3}{3n} + {}_sI + {}_sa({}_sd - x_n)^2 \tag{3.8.17}$$

ⅱ）$p_t \geq t_1^2 / \{2n(1-t_1)\}$ 时（中性轴在板的外侧时）

中性轴位置 x_n，

$$x_n = \frac{t_1^2 + 2n \cdot p_t}{2(t_1 + n \cdot p_t)} sd \tag{3.8.18}$$

截面惯性矩${}_cI_n$，

$${}_cI_n = \frac{Bt}{n} \left\{ \frac{t^2}{12} + \left(x_n - \frac{t}{2} \right)^2 \right\} + {}_sI + {}_sa(sd - x_n)^2 \tag{3.8.19}$$

ⅲ）板的上方及钢梁下方的截面模量${}_cZ_c$，${}_cZ_t$，各为，

$${}_cZ_c = n \cdot {}_cI_n / x_n \tag{3.8.20}$$

$${}_cZ_t = {}_cI_n / (D - x_n) \tag{3.8.21}$$

这里，$p_t = {}_sa / (B \cdot {}_sd)$，$t_1 = t / {}_sd$，$n$ 用弹性模量比取值为 15，其他记号参照图-3.8.9。

(b) 承受负弯矩的完全组合型梁

承受负弯矩的完全组合型梁的截面模量根据《各种组合结构设计指南、同解说》及参照图-3.8.10 按以下公式计算。这里，可以考虑板的有效宽度内的钢筋的张拉抵抗作用。也可以进行简化不考虑钢筋作用，仅考虑组合梁截面的抵抗作用。

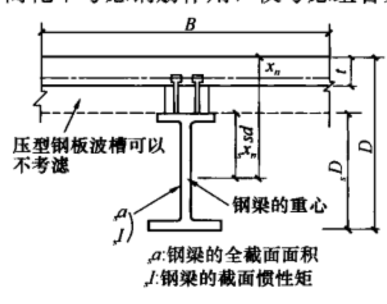


图-3.8.9 组合型梁的正弯曲（出处 7）

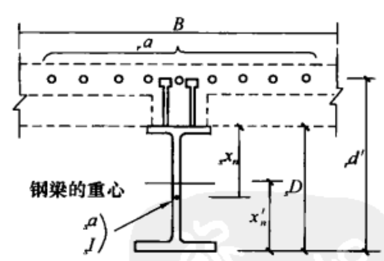


图-3.8.10 组合梁的负弯曲（出处 7）

考虑板内钢筋作用时的中性轴位置 x'_n（从截面下侧的距离）为，

$$x'_n = \frac{{}_sa({}_sD - {}_sx_n) + {}_ra \cdot {}_rd'}{{}_sa + {}_ra} \tag{3.8.22}$$

截面惯性矩${}_cI'_n$，

$${}_cI'_n = {}_sI + {}_sa(x'_n + {}_sx_n - {}_sD)^2 + {}_ra({}_rd' - x'_n)^2 \tag{3.8.23}$$

钢筋和钢梁下方的截面模量${}_cZ'_t$，${}_cZ'_c$，各自由下式求解。

$$ {}_{c}Z'_{t} = {}_{c}I'_{n}/({}_{r}d' - x'_{n}) \tag{3.8.24} $$

$$ {}_{c}Z'_{c} = {}_{c}I'_{n}/x'_{n} \tag{3.8.25} $$

(c) 不完全组合型梁

与混凝土板连接的栓钉设计成单排的方法在窄翼缘的 H 型钢小梁，或者跨度较小的大梁采用较多，形成不完全组合型梁。因为不能确保完全的组合型梁所必须的栓钉个数，只能按不完全组合型梁进行设计。但是，类似此种梁在破坏机构时跨度中央不会出现屈服，所以只要确保其在长期和短期荷载作用下的与弯曲对应的所需栓钉量即可。再者大梁端部在地震力作用下的正弯矩在达到塑性承载力时，楼板的有效宽度和柱的宽度相同，所以栓钉的所需量也不会太多。其次，小梁端部假定为铰接，可以不考虑不完全的组合型梁的负弯矩。

不完全组合型梁的有效截面模量${}_{e}Z$ 为，

$$ {}_{e}Z = {}_{s}Z + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} \cdot ({}_{c}Z - {}_{s}Z) \tag{3.8.26} $$

这里，${}_{s}Z$ 为钢梁的截面模量，${}_{c}Z$ 为完全组合型梁的截面模量，n_f 为完全组合型梁所需要的栓钉个数，由下节（3）栓钉连接的计算求解。n_p 为不完全组合型梁的栓钉个数（比 n_f 小）。为计算梁的挠度，不完全组合型梁的正弯矩的截面惯性矩${}_{e}I$ 为，

$$ {}_{e}I = {}_{s}I + \sqrt{\frac{n_p}{n_f}} \cdot ({}_{c}I - {}_{s}I) \tag{3.8.27} $$

这里，${}_{s}I$ 为钢梁截面惯性矩，${}_{c}I$ 为完全组合型梁的截面惯性矩。

对于组合型梁的弯曲刚度，框架主体结构的应力解析时，为了简化设计，不管其弯矩分布的正负状况如何，设为定值不作变化。不管是长期荷载或者短期荷载，作为完全组合型梁的截面惯性矩值，通常将其正弯矩和负弯矩的平均值作为梁的全长范围内的惯性矩来进行设计。进而，对上述正负弯矩的平均值和纯钢梁的截面惯性矩的比率（称为弯曲刚度增大率，一般多取为 1.5 倍左右）进行简化计算。

(3) 栓钉连接件的计算

(a) 栓钉所承受的剪切力

受正弯矩区间的栓钉所承受的剪切力的合力为以下公式中的最小值。

$$ Q_{h1} = 0.85\, {}_{c}a \cdot f_c \tag{3.8.28a} $$

$$ Q_{h2} = {}_{s}a \cdot {}_{s}\sigma_y \tag{3.8.28b} $$

但是，梁端在屈服时，公式（3.8.28a）中的 Q_{h1} 应用公式（3.8.29）中的 Q_{h3} 来代入计算。

$$ \begin{aligned} Q_{h3} &= 2f_c \cdot t_c \cdot D (H\text{形截面柱}) \\ &= 1.3f_c \cdot t_c \cdot D (\text{圆形,正方形柱}) \end{aligned} \tag{3.8.29} $$

负弯矩区间的栓钉所承受的剪切力的合力为公式（3.8.28b）的 Q_{h2} 与以下公式 Q_{h4} 中的较小值。

$$ Q_{h4} = {}_{r}a \cdot {}_{r}\sigma_y \tag{3.8.30} $$

以上公式中，${}_{c}a$ 为有效宽度内的楼板横截面面积，${}_{s}a$ 为钢梁的全截面面积，${}_{s}\sigma_y$ 为钢梁的屈服强度，${}_{r}a$ 为有效宽度内梁的主筋的截面面积，${}_{r}\sigma_y$ 为钢筋的屈服强度，f_c 为混凝土的设计

基准强度，t_c 为混凝土楼板的有效厚度，D 为钢柱的宽度。

(b) 栓钉连接件的剪切承载力

等厚钢筋混凝土楼板中的每根栓钉的剪切承载力 q_s 由下式计算。

$$q_s = 0.5_{sc}a \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c} \tag{3.8.31}$$

这里，$_{sc}a$ 为栓钉连接件的轴向横截面面积，f_c 为混凝土的设计基准强度（N/mm^2），E_c 为混凝土的纵向弹性系数（N/mm^2），由以下公式求解。γ 为混凝土的干容重（kN/m^3）。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{f_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{3.8.32}$$

压型钢板的波槽与钢梁直交，并且压型钢板为连续板时，穿透压型钢板与钢梁焊接的栓钉连接件每根的剪切承载力由公式（3.8.33）进行计算。但公式（3.8.31）的值为其上限值。

$$q_s = \left(\frac{0.85}{\sqrt{n_d}}\right)\left(\frac{b_d}{H_d}\right)\left(\frac{L}{H_d} - 1.0\right)(0.5_{sc}a \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c}) \tag{3.8.33}$$

这里，b_d 为压型钢板的一个波槽的宽度的平均值。当槽的上部宽度比下部宽度小时取上部宽度，H_d 为压型钢板的全高度，L 为栓钉的长度，n_d 为压型钢板的 1 条波槽中的栓钉个数，超过 3 个时取为 3 个。

以上两公式的适用范围为：

① $\sqrt{f_c \cdot E_c}$ 的数值在 490N/mm² 以上 880N/mm² 以下，超过 880N/mm² 取为 880N/mm²。

②栓钉的公称直径在 13～22mm 范围内，长度为直径的 4 倍以上。

③其他，栓钉的间距，保护层厚度等根据具体设计需要决定。

(c) 栓钉的所需数量

完全组合型梁的梁端或者跨度中央的最大弯矩处形成塑性铰时各区间所需栓钉的数量，根据公式（3.8.34）求得。

$$n_r = \frac{Q_h}{q_s} \tag{3.8.34}$$

这里，Q_h 为由公式（3.8.28）～公式（3.8.30）所求得作用于栓钉的剪切力，q_s 为每根栓钉的剪切承载力。进而，将 1 根梁的各区间的所需数量 n_r 计算求得，可将其所需总量除以梁的全长作均等间隔布置。并且，不完全组合型梁的栓钉数量 n_p，应必须保证在完全组合型梁所需栓钉数量 n_f 的 1/2 以上。

图-3.8.11 所示弯矩分布梁的必须栓钉间距 p，a)，b) 各种工况下根据以下公式计算。

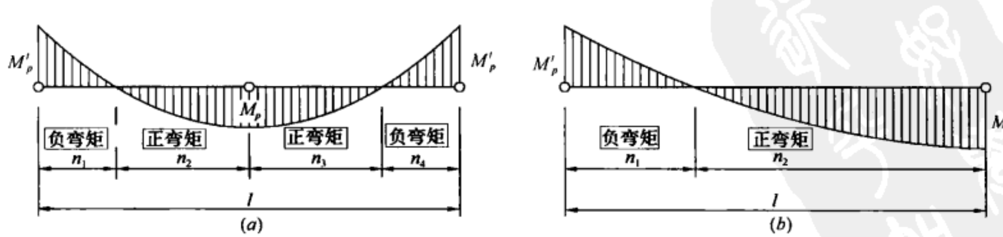


图-3.8.11 栓钉数量的计算

(a) 长期荷载的情况；(b) 地震作用下的情况

a）工况　$$p=\frac{l}{n_1+n_2+n_3+n_4}=\frac{1}{n_f} \tag{3.8.35}$$

b）工况　$$p=\frac{1}{n_1+n_2}=\frac{1}{n_f} \tag{3.8.36}$$

但是，如果在承受负弯矩区间不考虑组合梁的话，则 $n_1=n_4=0$。从此图可知，根据假定的荷载状态其作为完全组合型梁的所需栓钉数也各不相同，水平荷载状态时的所需数量约为纵向荷载状态时的约 1/2 左右。对于长期荷载，因为梁的截面不会发生屈服，所以对地震期梁两端屈服状态时，计算其完全组合型梁的所需栓钉数量即可。其计算结果能满足在长期荷载的应力状态下不完全组合型梁的栓钉数量。

(4) 完全组合型梁的塑性弯矩

完全组合型梁的塑性弯矩，可由以下公式计算。公式中的符号参照图-3.8.12。

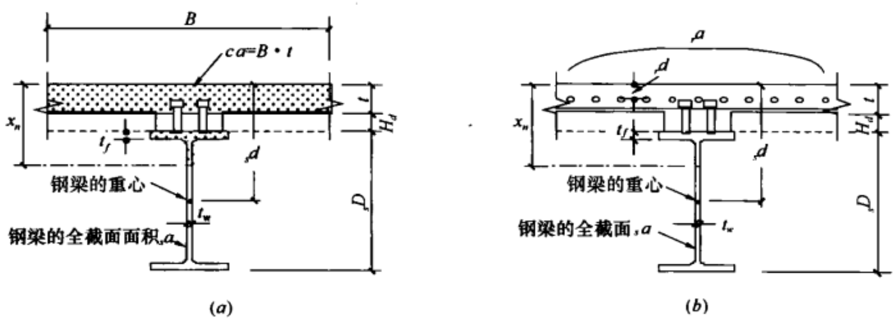


图-3.8.12　组合型梁的塑性弯矩

(a) 正弯矩；(b) 负弯矩

(a) 承受正弯矩的完全组合型梁

ⅰ）$0.85f_c\cdot{}_ca>a_s\cdot{}_s\sigma_y$ 时，中性轴位置在楼板内。这时塑性弯矩 M_p 为，

$$M_p={}_sa\cdot{}_s\sigma_y\left({}_sd-\frac{{}_sa\cdot{}_s\sigma_y\cdot t}{1.7f_c\cdot{}_ca}\right) \tag{3.8.37}$$

ⅱ）$a_f\cdot{}_s\sigma_y>0.5\ (a_s\cdot{}_s\sigma_y-0.85f_c\cdot{}_ca)$ 时，中性轴位置在钢梁上侧翼缘内，此时 M_p 为，

$$M_p=0.85f_c\cdot{}_ca\left(\frac{t+t_f}{2}+H_d\right)+{}_sa\cdot{}_s\sigma_y\left({}_sd-t-\frac{t_f}{2}-H_d\right) \tag{3.8.38}$$

ⅲ）$a_f\cdot{}_s\sigma_y<0.5\ (a_s\cdot{}_s\sigma_y-0.85f_c\cdot{}_ca)$ 时，中性轴位置在钢梁的腹板内，此时 M_p 为，

$$M_p=0.85f_c\cdot{}_ca\left({}_sd-\frac{t}{2}\right)+a_f\cdot{}_s\sigma_y({}_sD-t_f)+\frac{t_w\cdot{}_s\sigma_y}{4}\left\{{}_sD^2-\left(\frac{0.85f_c\cdot{}_ca}{t_w\cdot{}_s\sigma_y}\right)^2\right\} \tag{3.8.39}$$

(b) 承受负弯矩的完全组合型梁

ⅰ）${}_ra\cdot{}_r\sigma_y>{}_sa\cdot{}_s\sigma_y$ 时，中性轴位置在楼板内，其负弯矩的塑性弯矩 M'_p 为，

$$M'_p={}_sa\cdot{}_s\sigma_y({}_sd-t)+{}_ra\cdot{}_r\sigma_y(t-{}_rd) \tag{3.8.40}$$

ⅱ）$a_f\cdot{}_s\sigma_y>0.5\ ({}_sa\cdot{}_s\sigma_y-{}_ra\cdot{}_r\sigma_y)$ 时，中性轴位置在钢梁上翼缘内，此时 M'_p 为，

$$M'_p={}_ra\cdot{}_r\sigma_y\left(\frac{t-t_f}{2}+H_d\right)+{}_sa\cdot{}_s\sigma_y\left(\frac{{}_sD-t_f}{2}\right) \tag{3.8.41}$$

ⅲ）$a_f \cdot {}_s\sigma_y < 0.5\ ({}_sa \cdot {}_s\sigma_y - {}_ra \cdot {}_r\sigma_y)$ 时，中性轴位置在钢梁腹板内，其 M'_p 为，

$$M'_p = {}_ra \cdot {}_r\sigma_y({}_sd - {}_rd) + a_f \cdot {}_s\sigma_y({}_D - t_f) + \frac{t_w \cdot {}_s\sigma_y}{4}\left\{{}_sD^2 - \left(\frac{{}_ra \cdot {}_r\sigma_y}{t_w \cdot {}_s\sigma_y}\right)^2\right\} \tag{3.8.42}$$

3-9 柱的设计

简支柱是考虑柱在两端铰支的状态下且只承受轴力时进行设计。但实际框架结构中的柱子，一般都承受轴力、弯矩和剪力。因此，必须考虑应力组合时的影响。弯矩和压缩力的组合特别重要。

3-9-1 轴力给屈曲塑性临界状态带来影响

构件在承受轴力 N 作用时，加上弯矩 M 作用后，排除其他屈曲失稳等不安定因素，此构件将比没有轴力时更早开始屈服。

$$\left|\frac{N}{N_y}\right| + \left|\frac{M}{M_y}\right| = 1 \tag{3.9.1}$$

这里，N_y 为屈服轴力，M_y 为屈服弯矩。塑性临界状态亦依存于构件的轴力并受其影响。H 形截面在强轴方向的塑性状态下的轴力 N 和弯矩 M 的相关性由以下公式所示。

a) $\frac{N}{N_y} \leqslant \frac{A_w}{A}$（中性轴在腹板内）时

$$\frac{M}{M_p} + \frac{A^2}{(4A_f + A_w)A_w}\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 = 1 \tag{3.9.2}$$

公式中，A 为横截面面积，A_f 为单侧翼缘的横截面面积，A_w 为腹板横截面面积。

b) $\frac{A_w}{A} \leqslant \frac{N}{N_y}$（中性轴在翼缘内）时

$$\frac{M}{M_p} = \frac{2A}{4A_f + A_w}\left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \tag{3.9.3}$$

在 H 形截面的弱轴方向，轴力仅由腹板承受还不能满足时，翼缘截面的一部分也可考虑能承担轴力，

$$\frac{M}{M_p} + \left(\frac{N - N_{wy}}{N_y - N_{wy}}\right)^2 = 1 \tag{3.9.4}$$

公式中，$N_{wy} = A_w \cdot \sigma_y$

上述公式，在钢结构塑性设计指南上，有以下相近似的公式。

强轴：$M_{pc} = 1.14\left(1 - \frac{N}{N_y}\right)M_p \quad M \leqslant M_p$ (3.9.5)

弱轴：$M_{pc}=\left\{1-\left(\dfrac{N-N_{wy}}{N_y-N_{wy}}\right)^2\right\}M_p \quad M\leqslant M_p$　(3.9.6)

圆形截面中空（钢管）时由以下公式表示。

$$\frac{M}{M_{pc}}=\cos\left(\frac{\pi}{2}\frac{N}{N_y}\right) \tag{3.9.7}$$

同样，钢结构塑性设计指南里，有近似公式，

$$M_{pc}=1.25\left(1-\frac{N}{N_y}\right)M_p \quad \frac{N}{N_y}>0.2 \tag{3.9.8}$$

以上所述塑性相关曲线，由图-3.9.1～图-3.9.3 表示。当为矩形中空截面（方形钢管）时，腹板作为 2 倍计算 A_w 即可。冷轧成型钢管截面，其角部受 r 的影响，但其误差也不会太大。

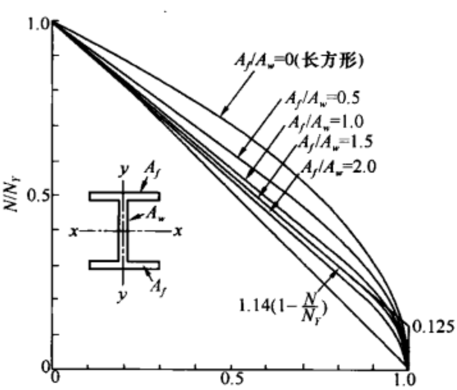


图-3.9.1　H 形断面强轴方向的全塑性相关曲线（出处 8）

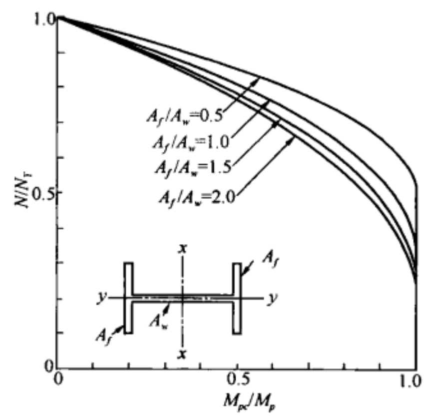


图-3.9.2　H 形断面弱轴方向的全塑性相关曲线（出处 8）

3-9-2　局部屈曲临界状态

对于柱构件，因为其截面与梁构件一样由板单元组成，可按前述 3—3—3 节所表示根据宽厚比的大小进行分类，FC 等级可以考虑为在屈服临界状态前不发生局部屈曲。FB 等级，可以期待累积塑性变形倍率 $\eta=2$，FA 等级 $\eta=4$。并且，FD 等级，因为在达到屈服临界状态前已发生局部屈曲，所以局部屈曲临界状态作为其破坏临界状态。

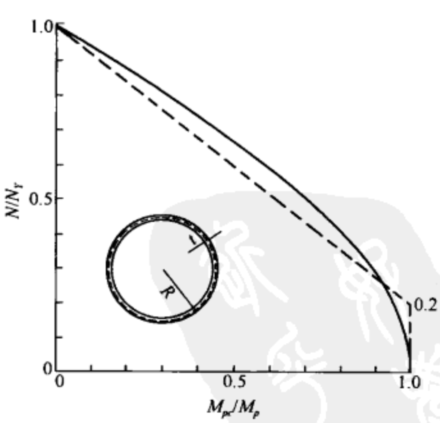


图-3.9.3　环形截面的全塑性相关曲线（出处 8）

3-9-3　在框架结构中的屈曲长度

在设有支撑和抗震墙的纯框架结构中，支承点的节点会发生水平位移。受此影响，对于弯曲

屈曲的屈曲长度将比层高要高。图-3.9.4 为门式刚架的柱子的屈曲模式，柱脚为铰接和固接，柱顶有无侧移等工况条件变化如表-3.9.1 所示，其屈曲长度系数 γ 相应变化。

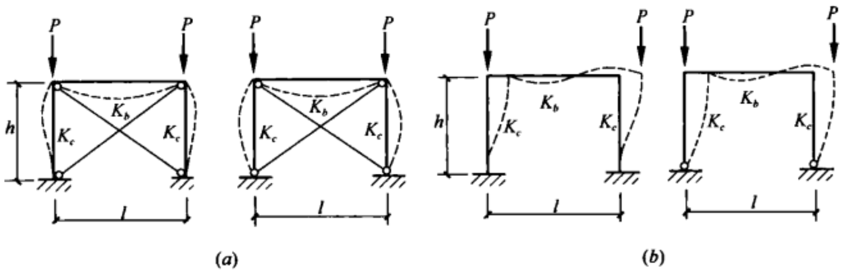


图-3.9.4 框架柱的屈曲长度

(*a*) 节点不移动的情况；(*b*) 节点移动的情况

表-3.9.1 门式刚架的屈曲长度系数（γ）（出处 4）

刚性比 $k=K_b/K_c$		0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	∞
节点无侧移	柱脚固定	0.699	0.655	0.626	0.605	0.590	0.578	0.569	0.561	0.500
	柱脚铰接	1.000	0.923	0.875	0.844	0.821	0.804	0.792	0.782	0.699
节点有侧移	柱脚固定	2.000	1.280	1.157	1.108	1.082	1.066	1.055	1.041	1.000
	柱脚铰接	∞	2.635	2.328	2.220	2.166	2.133	2.111	2.083	2.000

框架柱的弯曲屈曲长度 ${}_kl_c=k_c\cdot l_c$（${}_kl_c$ 为弯曲屈曲长度，k_c 为弯曲屈曲长度系数，l_c 为构件节点间长度），参照图-3.9.5，可以根据 G_A，G_B 用图-3.9.6 求解。

$$G_A=\frac{(I_c/l_c)+({}_AI_c/{}_AI_c)}{({}_AI_{g1}/{}_Al_{g1})+({}_AI_{g2}/{}_AI_{g2})}\qquad G_B=\frac{(I_c/l_c)+({}_BI_c/{}_BI_c)}{({}_BI_{g1}/{}_Bl_{g1})+({}_BI_{g2}/{}_Bl_{g2})}\quad(3.9.9)$$

上式中的下标 A，B 表示为柱端的节点，I 及 l 为构件的截面惯性矩及长度，下标 c、g 表示为各自的柱和梁。一般情况下，多层多跨的整形框架，其柱子的屈曲长度都比层高要大。由公式（3.9.9）及图-3.9.6（*b*），在节点水平方向无侧移约束时，梁的刚度为柱刚度的 1.5 倍以上，则柱的屈曲长度约为层高的 1.25 倍左右。

3-9-4 受轴压力和强轴方向的弯矩而发生弯曲扭转屈曲

受轴压力和强轴方向的弯曲构件，发生扭转屈曲现象称为弯曲扭转屈曲。在其特殊场合，轴力为 0 时，称为横向屈曲。受轴压力 N 和强轴的弯矩 M 作用时其屈曲破坏临界状态，由以下公式近似表示。

$$\frac{N}{N_{cX}}\leqslant 1 \qquad (3.9.10a)$$

$$\frac{N}{N_{cY}}\leqslant 1 \qquad (3.9.10b)$$

$$\frac{N}{N_y}+0.85\psi\frac{M}{M_p}\leqslant 1 \qquad (3.9.10c)$$

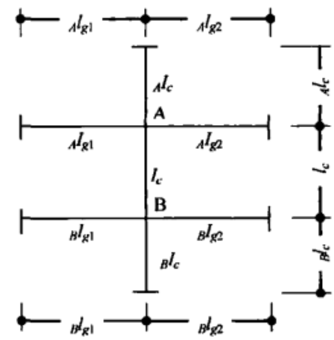


图-3.9.5　公式（3.9.9）的符号说明（出处 8）

其中，

$$n_y \cdot \lambda_c^2 \leqslant 0.25(1+\kappa) \text{ 时} \quad \psi = 1.0 \tag{3.9.11a}$$

$$n_y \cdot \lambda_c^2 \geqslant 0.25(1+\kappa) \text{ 时} \quad \psi = \frac{1-0.5(1+\kappa)\cdot N/N_e}{1-N/N_e} \tag{3.9.11b}$$

这里，N 为轴压力，M 为强轴的弯矩，$\kappa = M_2/M_1$ 为构件两端的弯矩比，$|M_1| \geqslant |M_2|$，k 为复曲率屈曲时为正，n_y 为轴力比$=N/N_y$，$\lambda_c = \sqrt{N_y/N_e}$ 为屈曲面内的长细比，$N_e = \pi^2 EI/l_c^2$ 为屈曲面内的弹性弯曲屈曲承载力，l_c 为节点间长度，N_{cX} 为弯曲面内的临界屈曲承载力，N_{cY} 为弯曲面外的临界屈曲承载力，N_{cX}、N_{cY} 为节点间长度 l_c 通过公式（3.4.1）计算，M_c 为横向屈曲临界承载力由公式（3.5.1）计算。并且，应考虑柱的轴力比的影响。因其轴力变化会引起对框架的安全性的影响。

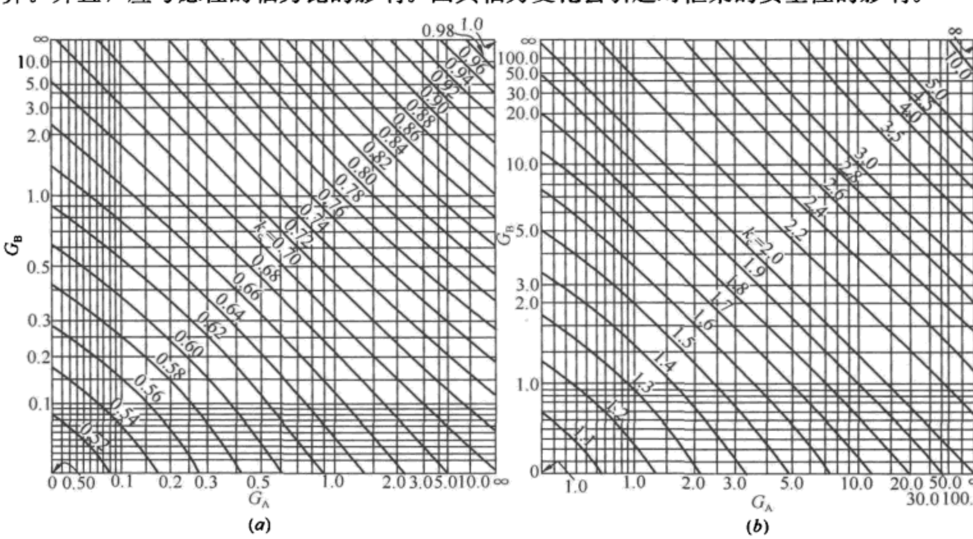


图-3.9.6　弯曲失稳长度系数（出处 8）

（a）水平方向有侧移的情况；（b）水平方向无侧移的情况

3-10　主体架构的结构区分

《钢结构极限状态设计指南、同解说》对整形主体架构、结合梁和柱的塑性延性能力，设定了架构全体的结构区分。

① 根据梁和柱构件的各自的板单元的宽厚比 λ 决定的局部屈曲临界状态为其塑性延性能力的大小，分类为 P－Ⅰ－1（累积塑性延性倍率 $\eta \geqslant 4$），P－Ⅰ－2（$\eta \geqslant 2$），P－Ⅱ（$\eta \geqslant 0$），P－Ⅲ（$\eta = 0$）的 4 个区分。即，区分 P－Ⅰ－2 和 P－Ⅱ的分界为局部屈曲承载力为塑性弯矩 M_p，区分 P－Ⅱ和 P－Ⅲ的分界为局部屈曲承载力为屈服弯矩 M_y。这与告示昭和 55 年 建告示 第 1792 号（改正告示 平 19 国交告第 596 号）的宽厚比等级大致对应，即可考虑为 P－Ⅰ－1（FA），P－Ⅰ－2（FB），P－Ⅱ（FC），P－Ⅲ（FD）。

② 梁构件，以 M_p 为基准，根据横向屈曲长细比 λ_b^* 在达到其横向屈曲临界状态前的塑性延性能力的大小，分类为 L－Ⅰ（$\eta \geqslant 6$），L－Ⅱ（$\eta \geqslant 2$），L－Ⅲ（$\eta \geqslant 0$）的 3 个区间。这里，区间 L－Ⅱ和 L－Ⅲ的分界的横向屈曲承载力是全塑性弯矩 M_p。

③ 柱构件，根据其轴力比和长细比，区分为 C－Ⅰ，C－Ⅱ和 C－Ⅲ。特别是 C－Ⅰ的柱子在形成塑性铰时的转动能力保持为 $R \approx 3 \sim 5$ 程度，适用于由塑性铰而形成的理想型架构及承受高轴压力的高层建筑类以确保其主体结构的稳定性。对柱构件的详细区分，参照《钢结构极限状态设计指南、同解说》。

以上所述根据①～③将构件的等级进行区分，并如表-3.10.1 将构件等级进行组合后的架构全体的结构性能区分为 S-Ⅰ-1，S-Ⅰ-2，S-Ⅱ，S-Ⅲ这 4 类。表-3.10.2 所示其构件的塑性延性能力的下限，架构全体的塑性延性能力的下限，与在计算保有水平承载力时的结构特性系数 D_s 相对应。

即相当于先对个别构件进行设计，并根据其性能的组合可以决定其架构的结构性能，如表-3.10.1 所示。能适用于塑性解析的为 S-Ⅰ-1，S-Ⅰ-2 的结构主体，S-Ⅱ，S-Ⅲ的架构根据弹性解析求解应力，因此必须在弹性范围内进行设计。

特别对地震作用的抗震设计而言，在做类似保有水平承载力计算法的静力荷载设计时，因为是通过 D_s 值来评价其塑性延性，希望设计者在构件设计的同时，能养成推测架构全体性能的习惯逐渐积累高度的技术能力。

这里所表示的结构区分为极限承载力计算、基于能量平衡的设计、时程应答计算等动荷载进行设计。但在有意识控制损伤（塑性延性）设计场合是不适用的。

表-3.10.1　架构的结构区分（出处 8）

<table>
<tr><th></th><th>P-Ⅰ-1</th><th>P-Ⅰ-2</th><th>P-Ⅱ</th><th>P-Ⅲ</th></tr>
<tr><td>L-Ⅰ
C-Ⅰ</td><td>〈J〉
S-Ⅰ-1
[塑性解析]</td><td>〈J〉，S-Ⅰ-2
[塑性解析]</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>L-Ⅱ
C-Ⅱ</td><td colspan="3">〈J〉，S-Ⅱ
[弹性解析]</td><td></td></tr>
<tr><td>L-Ⅲ
C-Ⅲ</td><td colspan="4">S-Ⅲ
[弹性解析]</td></tr>
</table>

〈J〉：保有承载力接合

表-3.10.2　框架架构的结构区分（出处 2）

结构区分	S-Ⅰ-1	S-Ⅰ-2	S-Ⅱ	S-Ⅲ
D_s	0.25	0.30	0.35	0.45
架构的塑性变形能力的下限	2.5～3.0	1.8～2.3	1.3～1.9	1.0～1.2
构件的塑性变形能力的下限	3.8～4.5	2.6～3.5	(1.3～1.9)	(1.0～1.2)

出处

1　2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007
2　(社)日本建築学会：(SI 単位版)鋼構造限界状態設計指針．同解説，2002
3　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準，2002
4　(社)日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1996
5　(社)日本鉄鋼連盟編：鋼構造設計演習[第 4 版]，技報堂出版(株)，2003
6　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法，2005
7　(社)日本建築学会：各種合成構造設計指針．同解説，1985
8　(社)日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975

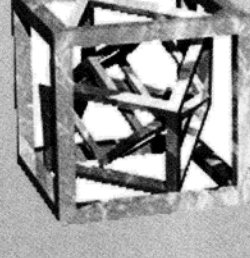
参考文献

1)　(社)日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針．同解説、1998
2)　チモシェンコ：座屈理論，コロナ社，1974
3)　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準，1970
4)　2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007
5)　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法，2005
6)　(社)日本鉄鋼連盟編：鋼構造設計演習[第 4 版]，技報堂出版(株)，2003
7)　青木博文：鉄骨構造，森北出版(株)，1980
8)　(社)日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，1996
9)　(社)日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975
10)　建設大臣官房官庁営繕部建築課 監修：(社)公共建築協会 編集：建築鉄骨設計基準および同解説 平成 10 年版，(株)建設出版センター
11)　加藤勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH 形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集 No. 458，pp. 127-136，1994
12)　福知保長，土井康生，釜江克宏：有孔はりに関する研究(その9．INTERACTION CURVEの作成と実用的耐力式の提案)日本建築学会学術講演梗概集．構造系，pp. 1327-1328，1978 年 9 月

PDG

第 4 章

连接部的性能



4-1　钢结构的连接部分

钢结构的连接部分，主要由焊接连接和高强螺栓连接来实现。另外，使用普通螺栓时，应注意建筑物的规模限制，并有必要采取防止螺栓松动的措施。连接构件为碳素钢时也可采用铆钉连接，但现在已很少使用。采用上述以外的连接方法时，必须得到行政主管部门的特别批准。这里，一般原则为焊接作业在钢结构加工厂进行，高强螺栓在钢结构的现场安装时使用。但像超高层建筑，构件的板厚度较大，如现场设备俱全的话，采用现场焊接的亦较多。

建筑钢结构所使用的焊接连接形式包括完全焊透形，局部焊透形及贴角焊接形式。此外，高强螺栓连接用的螺栓有摩擦连接用的高强六角螺栓，结构用的张拉型高强螺栓以及镀锌高强螺栓等。

结构承载力上的主要部分如构件拼接处、梁柱连接详细节点处等由焊接和高强螺栓连接形成。此部分在传递存在应力的同时，确保实现结构解析中所假定的变形条件来进行设计、施工是非常重要的。特别是在破坏极限状态下，构件在假定部分的拼接和梁柱连接部的塑性化的发生和进展，应确保构件在达到最大承载力前其连接部不能破坏，所以必须按保有承载力连接确保其充分的承载力。

4-2　焊接拼接

4-2-1　完全焊透形焊接

在焊接构件（母材）之间设置如图-4.2.1 所示的间隙（坡口或者槽沟），并向其注入熔融金属，使母材完全融化连接的方法称为完全焊透形焊接。这里采用的坡口形状和坡口角度、间隙面尺寸等，应根据母材的板厚以及焊接方法来决定。必须选择可以充分熔融的形式和尺寸等。完全焊透形焊接焊缝，如图-4.2.2（*a*）所示必须从底侧除去容易发生缺陷的初始焊接部，清根补焊。但建筑物结构中，许多连接形式很难从两面进行焊接，所以较多采用如图-4.2.2（*b*）所示形式，在焊缝下侧设置下垫板施行单面焊接。此时，必须注意在固定下垫板位置的焊接及在施行完全焊透形焊接的初始层部件不能产生欠缺。

在设计中因为对完全焊透型拼接处焊缝的承载力与其所连接的母材的张拉、压缩、剪切力视为同等（建筑基准法施行令第 92 条、第 98 条，告示 平 12 建告第 2464 号 第 2、第 4，改正告示　平 19 国交告示第 623 号），所以焊缝厚度不能小于母材的板厚，并且不能断续焊接。因此，焊接拼接的有效焊缝厚度应与连接母材较薄的板厚相同。并且，一般在焊缝的两端较容易出现熔化不足、不良融合、焊口开裂等焊接缺陷。所以使用端部护块或固定护块施行焊接（参照附录 2A2-4　图-A2.4.2）。

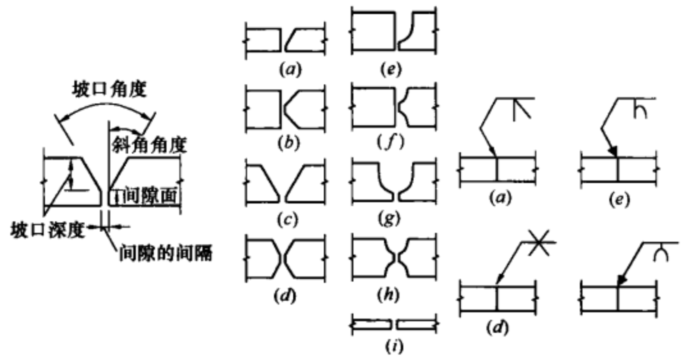
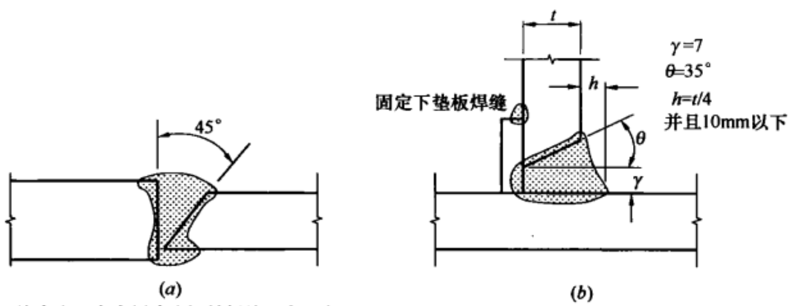


图-4.2.1　完全焊透形焊接拼接的坡口形状

（a）レ形；（b）K 形；（c）V 形；（d）X 形；（e）J 形；（f）双面 J 形；（g）U 形；（h）H 形；（i）I 形



注意点：在底侧除去初始焊缝层直至完全焊透形金属成形为止

注意点：在固定下垫板焊缝时不能留有咬边以及注意焊缝回填高度 h

图-4.2.2　有无底侧垫板焊接拼接的不同形式

（a）在底侧除去焊缝后加以补焊；（b）在固定下垫板焊缝时不能留有咬边

4-2-2　局部焊透型焊接

如图-4.2.3 所示，母材板材上局部设坡口，只在坡口部分焊接，在截面上留有一部分非熔接部分的称为局部焊透型焊接。焊接拼接的有效厚度，可以取如图所示的深度。但是，采用手工电弧焊的 V 形坡口和 K 形坡口时，坡口深度应减去 3mm 后才能作为其理论深度。再则，母材的板厚 t（mm）和局部焊透型焊缝的坡口深度 a（mm）间为避免极端的不平衡，坡口深度要满足 $a \geq 2\sqrt{t}$ 的关系。此外，单面焊缝的局部焊透型焊缝，不宜使用在由偏心而产生附加弯曲张拉应力和循环反复应力作用的情况。

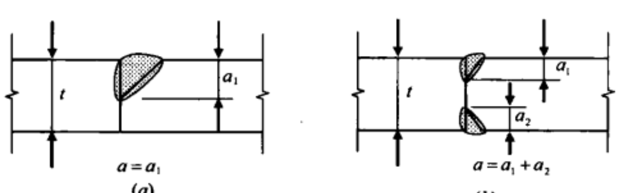


图-4.2.3　局部焊透型焊接拼接部分

（a）单面焊接；（b）双面焊接

4-2-3　贴角焊接

如图-4.2.4 不设坡口而把母材相交，沿其相交角部施行金属熔融焊接连接的称为角焊缝。贴角焊接形成的角焊缝与作用应力的方向不同其力学性质也不同。参照图-4.2.5，以 $\theta=0°$时为正面角焊缝连接，$\theta=90°$时为侧面角焊缝连接，$0<\theta<90°$时为斜面角焊缝连接区分开来。由于正面角焊缝连接拼接时应力的传递较为直接，其承载力也大。与此相对比，侧面角焊缝连接拼接可以仅考虑其纯剪切应力状态，其剪切力的传递沿角焊缝不均匀分布并且应力集中在两端。这种情况，正面角焊缝的单位长度的承载力比侧面角焊缝的承载力提高约 1.4 倍。一般，角焊缝的单位长度的屈服承载力${}_wq_y$，可用焊缝的有效高度 a 来表示，见以下公式。

$$ {}_wq_y = (1+0.4\cos\theta)a \cdot \frac{{}_w\sigma_y}{\sqrt{3}} \tag{4.2.1} $$

$$ a = S \cdot \cos\frac{\phi}{2} \tag{4.2.2} $$

这里，S 为角焊缝的尺寸（图-4.2.4），θ 为作用应力方向和焊缝方向的角度（图-4.2.5），ϕ 为母材之间的角度，$60°<\phi<120°$（图-4.2.4），${}_w\sigma_y$ 为焊接金属的屈服强度。

角焊缝的焊缝最大承载力${}_wq_u$，可用公式（4.2.1）中的${}_w\sigma_y$ 代替${}_w\sigma_u$（焊接金属的张拉强度）求得。

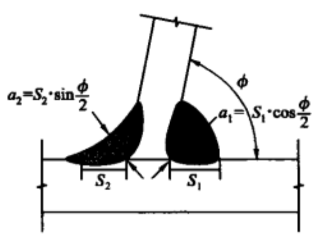


图-4.2.4　角焊缝的尺寸和有效高度

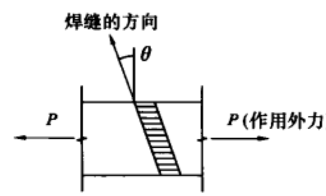


图-4.2.5　角焊缝的方向和作用外力

角焊缝的尺寸 S，不能小于连接母材中的最小板厚。但是，T 形拼接的板厚在 6mm 以下时，可以为最小板厚的 1.5 倍，且可增加到 6mm 为止。板厚超过 6mm 时，可取 4mm 以上且必须大于 $1.3\sqrt{t}$（t 为母材中最厚的板厚：mm）。当角焊缝的尺寸 S 超过 10mm 时没有限制。

角焊缝的有效长度 l_e，从焊缝长度 l 减去两端的焊脚尺寸 S，可用以下公式表示。

$$ l_e = l - 2S \tag{4.2.3} $$

同时，侧面角焊缝的有效长度超过有效高度的 150 倍时，应考虑应力的不均匀分布，其承载力应降低。承载力折减率 β 可由以下公式表示。

$$ \beta = 1.2 - 0.2\frac{l_e}{150a} \tag{4.2.4} $$

（施行令第 92 条、第 98 条以及告示　平 12 建告第 2464 号第 2、第 4，改正告示　平 19 国交告第 623 号）规定，角焊接焊缝的短期容许应力度 $1.5f_s$ 与正面角焊接和侧面角焊接形式无关，根据 $F/\sqrt{3}$（F：母材的基准强度）求得。

4-3 高强螺栓连接

4-3-1 （JIS 形）摩擦连接用高强六角螺栓组合

高强螺栓的摩擦连接部分，是通过高强螺栓的高强力将被连接材承压连接在一起，以达到相对滑移前为一体的状态。所以，高强螺栓尽可能强度要高，其必须使用充分拧紧后经过长时间轴力（relaxation）也不松弛的螺栓。同时，被连接件之间的接触面面积的增大、为保证滑动摩擦系数的表面处理也是必须的。

高强螺栓、螺帽、垫圈组合的强度区分，由 JIS B1186（1996）规定从第 1 种至第 3 种，强度最高的第 3 种螺栓（F11T）的张拉强度为 1100～1300N/mm²。因为发现有滞后破坏现象发生在超 1200N/mm² 的高强螺栓，所以现在对 F11T 的使用较为谨慎。一般通常使用的是第 2 种的螺栓组合，由螺栓 F10T（屈服强度 900N/mm² 以上，张拉强度 1000～1200N/mm²）、螺帽 F10（H_RB95～H_RB135）、垫圈 F35（H_RC35～H_RC45）组合而成。高强螺栓组合由螺栓和垫圈成组作用，为了确定扭矩系数，使螺栓在紧固时能达到预期的张力，扭矩系数 k 由以下公式求得。

$$k = \frac{d_1 \cdot N}{T_r} \tag{4.3.1}$$

这里，T_r 为螺栓的紧固扭矩，N 为螺栓的张力，d_1 为螺栓的螺纹外径基本尺寸。

根据扭矩系数值将螺栓组合分类为，A 种（平均值 0.110～0.150，标准偏差 0.010 以下）和 B 种（平均值 0.150～0.190，标准偏差 0.013 以下）。一般 M16 以下为 B 种，M20 以上为 A 种。

第 2 种螺栓组合（F10T）的紧固程度在螺纹部有效截面面积的平均应力度达到屈服强度的 75%，此时对导入的螺栓张力作为设计上的基准张力，称为设计螺栓张力 N_0。

$$N_0 = 0.75\sigma_y \cdot A_e \tag{4.3.2}$$

这里，σ_y 为螺栓的屈服强度，A_e 为螺栓的螺纹处有效截面面积。

实际上，连接部采用的张力要考虑施工时的偏差和紧固后的松弛等，设计螺栓张力的 1.1 倍为紧固的目标。此张力称为标准螺栓张力。

高强螺栓摩擦连接的滑移承载力 R_s，由以下公式给出。

$$R_s = m \cdot n \cdot \mu \cdot N_i \tag{4.3.3}$$

这里，μ 为滑移系数，N_i 为初期预张力，m 为摩擦系数，n 为螺栓的个数。

滑移系数是滑移荷载对初期导入张力比的表现系数，这与滑移瞬间的螺栓轴力的比的表现摩擦系数意义不同，应注意用语的区别。摩擦系数在设计上要求确保在 0.45 以上，其值根据摩擦面的表面处理而发生较大的变化。钢结构工程标准规格 JASS6 规定，必须除去浮锈后的赤锈面或者表面粗糙度要达到 50μmR_z（R_z：最大表面粗糙度）以上或者有表面喷砂要求（告示 平 12 建告 第 1464 号）。

此外，对无机涂料而言，适当表面处理后，每一摩擦面（2 面）各涂 80～150μm，摩擦系

数可以确保 0.45。未经处理的黑皮表面无处理时的摩擦系数为 0.23 左右（0.45 的二分之一），在《轻钢结构设计施工指南、同解说》中规定在板厚 6mm 以下的薄板中可以采用。

高强螺栓摩擦型连接部分在与螺栓平行方向受外力的张拉后，张拉外力不是与螺栓的轴力相叠加，当连接部分仍保持密接状态下如图-4.3.1 所示，螺栓轴力的增加甚少。进而，被连接接板已被分离时的张拉力称为分离承载力 P_{sep}。很多的实验结果表明，其值为导入轴力 N_i 的 90%左右。

$$P_{sep}=0.9N_i \qquad (4.3.4)$$

参照以上的摩擦承载力及张拉连接部的分离承载力，高强螺栓摩擦型连接部分的损伤极限承载力及破坏极限承载力如下所示。

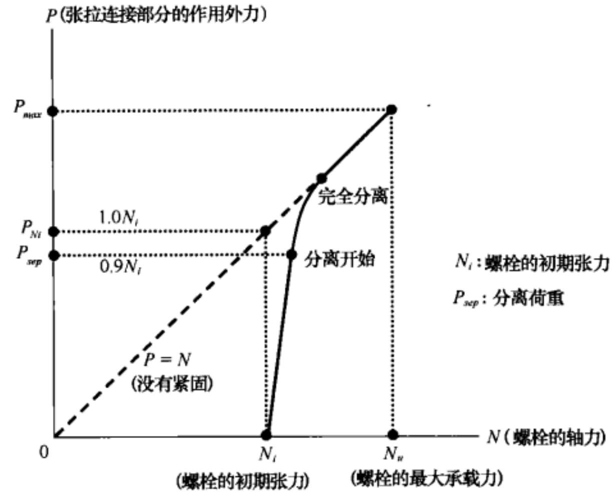


图-4.3.1　高强螺栓张拉连接部分受外力和螺栓轴力的关系

1.1）摩擦连接部分的损伤极限剪切承载力 R_{sa}，与滑移承载力相对应。

$$R_{sa}=m\cdot n\cdot\mu\cdot N_0 \qquad (4.3.5)$$

这里，μ=0.45 为滑移系数，N_0 为设计螺栓张力，m 为摩擦面的数量，n 为螺栓的个数。

1.2）张拉连接部分的损伤临界张拉承载力 T_{sa}，与分离承载力相对应。

$$T_{sa}=n\cdot 0.9N_0 \qquad (4.3.6)$$

2.1）摩擦型连接部分的最大剪切承载力 R_{su}，是摩擦面滑移后螺栓轴杆和螺纹部分进入承压状态下所假定螺栓出现剪切破坏时的承载力。

$$R_{su}=0.6m\cdot n\cdot A_b\cdot\sigma_u \qquad (4.3.7)$$

这里，A_b 为高强螺栓的横截面面积，σ_u 为高强螺栓的张拉强度。

2.2）张拉连接部分的最大张拉承载力 T_{su}，假定为螺栓螺纹处的破坏而形成。

$$T_{su}=n\cdot A_e\cdot\sigma_u \qquad (4.3.8)$$

这里，A_e 为螺纹处的有效横截面。

施行令第 82 条第三号规定对于容许应力度等计算途径的一次设计计算过程统一为应力度的表示。所以高强螺栓摩擦型连接的滑移承载力和分离承载力为简便起见，用螺栓轴部的截面积的应力度来表示。即，告示 平 12 建告第 2466 号规定，高强螺栓的紧固张力为螺栓轴横截面面积 A_b 单位 500N/mm² (F10T)。这就是高强螺栓的标准张力。因此，按照告示，设计螺栓张力时其紧固张力 N_{0a} 为：

$$N_{0a}=500A_b \qquad (4.3.9)$$

这里，与公式（4.3.2）所求的设计螺栓张力相比略小。进而，施行令第 92 条的第 2 项规定，

高强螺栓摩擦型连接的短期容许剪切力 R_{sa} 由下式给出：

$$R_{sa} = 0.45m \cdot n \cdot N_{0a} \tag{4.3.10}$$

同样根据告示，高强螺栓张拉连接部的短期容许张拉力 T_{sa} 由以下公式求解：

$$T_{sa} = 465n \cdot A_b \tag{4.3.11}$$

其值为基准张力的 0.93 倍，对于初期张力、分离荷载的设定稍高。

关于 F10T，告示将综合整理后的每根高强螺栓的短期容许承载力及最大承载力汇总如表-4.3.1 所示。

表-4.3.1　高强螺栓（F10T）的设计承载力（每根）

高强螺栓的等级	螺栓公称直径	螺栓的有效截面积 A_e（mm^2）	标准拉力 N_{0a}（kN）	短期容许承载力 R_{sa}，T_{sa}（kN）			最大承载力 R_{su}，T_{su}（kN）		
				单面剪切	双面剪切	拉伸	单面剪切	双面剪切	拉伸
F10T（S10T）	M12	84.3	56.5	25.4	50.9	52.6	67.8	136	84.0
	M16	157	101	45.2	90.5	93.5	121	241	157
	M20	245	157	70.7	141	146.1	188	377	245
	M22	303	190	85.5	171	176.8	228	456	303
	M24	353	226	102	204	210	271	542	353
	M27	459	286	129	258	266	343	686	459
	M30	561	353	159	318	329	424	848	561

4-3-2　结构用扭剪型高强螺栓

结构用扭剪型高强螺栓，是按日本钢结构协会规格（JSSⅡ09—1996）特制的特殊螺栓（特别认定材料）。如图-4.3.2 所示与摩擦型连接用高强六角螺栓的形状相比扭剪型螺栓头的圆形稍大，螺纹部分的端头有一个预制切口，当达到紧固所定的扭矩时此部分会发生剪切破坏。因此，可以从单侧紧固螺栓。垫圈也用一枚即可，终拧后在施工管理上容易确认的优点甚多，所以在建筑钢结构工程中大量使用，其使用率约占高强螺栓使用总量的 90%以上。螺栓的组合，相当于 JIS 型高强螺栓的第 2 种（F10T），由螺栓（S10T）、螺帽（F10）、垫圈（F35）组合而成，容许承载力与 JIS 型高强螺栓的第 2 种（F10T）相同。

F14T 级的扭剪型高强螺栓亦是有关部门认定材料。这是使用了对氢元素抵抗力高的钢材。为了减低应力集中在轴部和螺纹部而对其形状作了改良，采取了防止延迟破坏的措施。超高强螺栓的设计承载力用表-4.3.2 所示。强度为 14T 级时，螺纹底部形状与通常的螺栓不同，因为其有效截面面积增大，其设计承载力约为 F10T 的 1.5 倍。此时还必须注意初拧扭矩和螺杆（螺纹上部）长度与通常不同，其他的施工要领与通常的扭剪型高强螺栓相同。

最近，六角形的 F14T 级高强螺栓和 F12T 的镀锌螺栓也已经商品化。

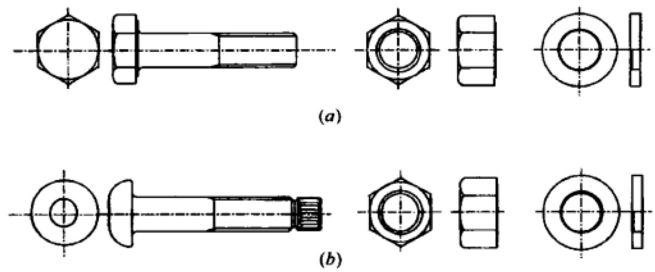


图-4.3.2　六角螺栓和扭剪形螺栓的形状比较（出处 1）
（*a*）摩擦连接用高强六角螺栓、螺帽、垫圈的组合；（*b*）扭剪型高强螺栓、螺帽、垫圈的组合

表-4.3.2　超高强螺栓的设计承载力（每根）

螺栓公称直径	螺栓的设计拉力 N_0（kN）	短期容许承载力（kN）			最大承载力（kN）		
		单面剪切	双面剪切	拉伸	单面剪切	双面剪切	拉伸
M16	155	69	138	139	169	338	229
M20	242	107	215	217	264	528	359
M22	299	130	260	262	319	639	442
M24	349	155	309	312	380	760	516

4-3-3　高温镀锌高强螺栓

高温镀锌高强螺栓为了对应延迟破坏，采用了相当于 JIS 形高强螺栓的第 1 种，即高温镀锌高强六角螺栓（F8T)、高温镀锌高强六角螺帽（F10)、高温镀锌高强垫圈（F35)、扭矩系数（A 级）的组合。螺栓的形状采用了仅 JIS 形状，还没有制造扭剪型高强螺栓。并且亦为有关部门的认定材料。

高温镀锌高强螺栓，使用于高温镀锌构件的连接中。其滑移系数如在表面粗糙度 50μmR_z（R_z：最大表面粗糙度）以上的喷砂面时，能确保为 0.4。设计螺栓张力与 JIS 形高强螺栓 F8T 相同，

$$N_0 = 0.85\sigma_y \cdot A_e \qquad (4.3.12)$$

用上式的张力进行紧固。但告示对 F8T 的紧固张力 N_{0a} 规定为 400A_b 以上。根据告示，高温镀锌高强螺栓的设计承载力如表-4.3.3 所示。

表-4.3.3　高温镀锌高强螺栓的设计承载力（每根）

螺栓种类	螺栓公称直径	标准拉力 N_{0a}（kN）	短期容许承载力（kN）			最大承载力（kN）		
			单面剪切	双面剪切	拉伸	单面剪切	双面剪切	拉伸
F8T	M16	80.4	32.2	64.3	75.4	96.5	193	125
	M20	125.7	50.3	101	118	151	301	196
	M22	152.1	60.8	122	143	182	365	242
	M24	181.0	72.4	145	170	217	434	282
	M27	229.0	91.6	183	215	275	549	367
	M30	282.7	113.1	226	265	339	679	449

注）单面剪切、双面剪切的短期容许承载力是以滑移系数为 0.4 计算所得

4-4 螺栓连接

能使用螺栓连接的建筑物的规模，根据施行令第 67 条，为总建筑面积 3000m² 以下，檐口高度 9m 以下并且跨度 13m 以下的建筑物。同时，为防止螺栓的松弛而要求采取以下措施：

① 埋入混凝土中

② 对螺帽部分实施焊接

③ 使用双重螺帽

④ 可使用与①～③具有相同效果并且通过有关部门认定的螺栓。

使用螺栓等级有：普通型六角螺栓（JIS B 1180），普通型六角螺帽（JIS B 1181），平垫（JIS B1156）。螺栓的强度区分为 4.6，4.8，5.6，5.8，6.8（小数点前的数值 4 或 5 表示为张拉强度的最小规定值取 400N/mm² 或 500N/mm²；小数点后面的数值 6 或 8 表示为屈服比的上限为 0.6 或 0.8）。对上述内容，平 12 建告第 2464 号（改正告示 平 19 国交告第 623 号）给出了相应的基准强度 F 值。

螺栓的孔径，施行令第 68 条规定螺栓轴径为 d+1mm 以下（但在 $d\geq$20mm 以上，d+1.5mm）。钢结构设计规范则规定，螺栓轴径 d+0.5mm 以下。螺栓容许承载力如表-4.4.1 所示。

表-4.4.1 螺栓的短期容许承载力（每根）

螺栓的公称直径（公尺制螺纹）	有效截面积（mm²）	强度区分(括号内是 F 值)								
		4.6,4.8（F=240N/mm²）			5.6,5.8（F=300N/mm²）			6.8（F=420N/mm²）		
		容许剪切力(kN)		容许拉伸力(kN)	容许剪切力(kN)		容许拉伸力(kN)	容许剪切力(kN)		容许拉伸力(kN)
		单面剪切	双面剪切		单面剪切	双面剪切		单面剪切	双面剪切	
M6	20.1	2.79	5.57	4.82	3.48	6.96	6.03	4.87	9.75	8.44
M8	36.6	5.07	10.1	8.76	6.34	12.7	11.0	8.88	17.8	15.4
M10	58.0	8.04	16.1	13.9	10.0	20.1	17.4	14.1	28.1	24.4
M12	84.3	11.7	23.4	20.2	14.6	29.2	25.3	20.4	40.9	35.4
M16	157	21.8	43.5	37.7	27.2	54.4	47.1	38.1	76.1	65.9
M20	245	33.9	67.9	58.8	42.4	84.9	73.5	59.4	119	103
M22	303	42.0	84.0	72.7	52.5	105	90.9	73.5	147	127
M24	353	48.9	97.8	84.7	61.1	122	106	85.6	171	148
M27	459	63.6	127	110	79.5	159	138	111	223	193
M30	561	77.7	155	135	97.2	194	168	136	272	236

4-5　构件的拼接节点和(梁柱)连接节点

构件的拼接部分以及梁柱接合部的用语原先多用于木结构中，现在钢结构设计中亦被使用。即，构件的拼接是本来一根的梁柱构件因为某种原因而切断，再拼接起来的连接方法。进而，将此定义扩大为，构件在其轴向方向拼接并以此方法连接统称为拼接。所谓梁柱接合部是梁和柱等不同作用的构件的连接部分及其连接方法的统称。将注释为一般化，即由两个构件以上按某种方法构成某种角度和连接的部分称为梁柱接合部。

4-5-1　刚接框架结构的梁端接合部的设计

在建筑钢结构的钢框架中，超高层建筑多采用由厚板焊接形成的箱型截面柱，中低层建筑多采用冷轧加工的方形钢管(参照附录 1 A1-5)等封闭断面。而梁则基本上都采用 H 形截面。此种架构的梁柱接合部如图-4.5.1 所示用水平加劲横隔板加强，在有效传递应力的同时确保梁柱连接点满足假定为刚性连接的必要刚度。此种连接方法，有将柱子切断插入横隔板并与梁的翼缘直接焊接的柱贯通形的横隔板形式和柱不贯通而在柱中空截面内侧加横隔板形式。进而，能把梁柱连接接合部详细区分为梁端连接部分、柱端连接部分和节点域连接板。这里，柱端与横隔板的连接为完全焊透型焊接连接，基本上能够达到全强度连接。节点域连接在第 4～6 章中加以叙述，问题是梁端连接部分的力学评价以及与设计上的对应。

在刚性连接的梁端连接部分，横贯通板的强度和厚度应大于被连接梁翼缘板的强度和板厚，在同一平面内施行完全焊透型焊接连接不能发生偏差。另外，由于加工板的应力集中，焊缝下垫板和端部护块等组合焊接和焊接温度的上升引起金属的劣化等，会导致塑性延性能力降低，容易诱发脆性破坏缺陷的发生，所以必须注意设计的细节以及加强施工管理(参照 4-7 及附录 2A2-4)。除此之外，梁的腹板与柱连接形式，在工厂焊接时是采用角焊缝连接，在现场焊接连接形成时则是采用高强螺栓连接，当柱侧是中空无加劲板时，必须考虑梁的腹板能否充分传递应力。

(1) 相对于损坏极限的弯矩承载力

与箱型截面柱相连接的梁端连接部分在屈服时的弯矩${}_jM_y$

$$ {}_jM_y = {}_jZ_e \cdot F_{fy} \tag{4.5.1} $$

这里，

$$ {}_jZ_e = \frac{2}{D_j}\left\{ I_e - \frac{1}{12} t_{bw} (d_w - 2h_m)^3 \right\} \tag{4.5.2} $$

$$ h_m = \frac{b_j}{\sqrt{\dfrac{b_j \cdot t_{bw} \cdot F_{wy}}{t_{cf}^2 \cdot F_{cy}} - 4}} \tag{4.5.3} $$

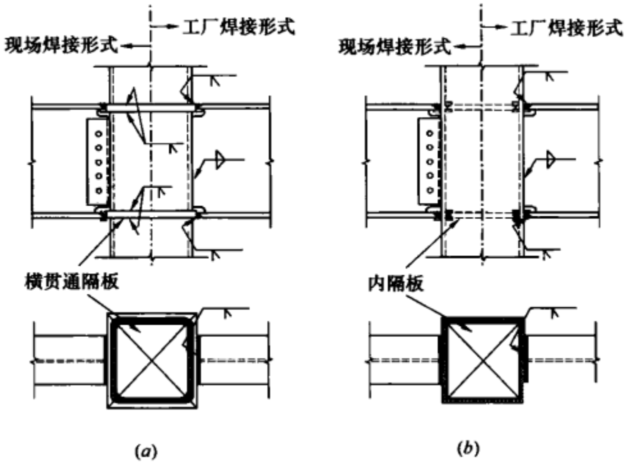


图-4.5.1　梁柱连接部分(出处 1 修改)
(a) 横贯通隔板形式;(b) 内隔板形式

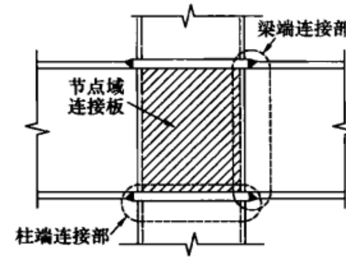


图-4.5.2　梁柱连接和详细构成

这里,I_e 是考虑加工孔等欠损时梁的有效截面的惯性矩,F_{cy}、F_{fy}、F_{wy} 为柱构件、梁构件、梁腹板各自的基准强度 F(屈服强度)。D_j,d_w,t_{bw},b_j,t_{cf} 参照图-4.5.3。

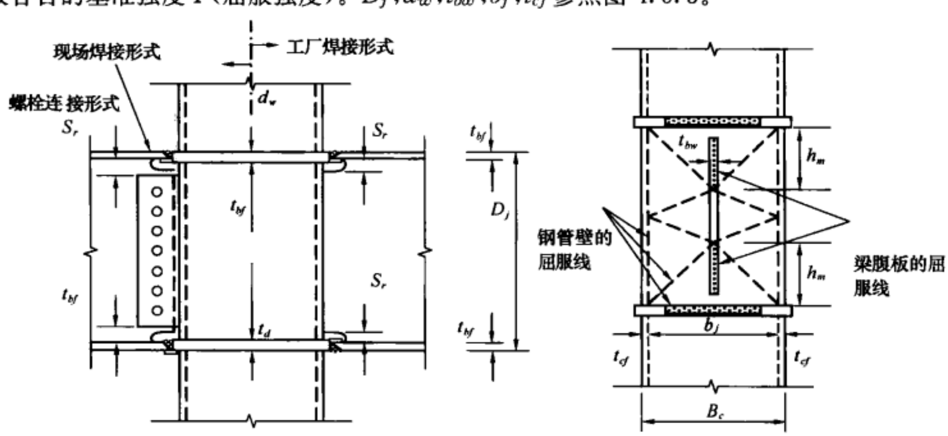


图-4.5.3　梁端连接部的尺寸(出处 1)

(2) 相对应破坏极限时的最大弯矩承载力

框架结构在梁柱连接节点的附近出现塑性铰后形成破坏机构而达到最大承载力。这时的梁的弯矩分布如图-4.5.4 所示。这里要注意的是,梁端出现塑性铰后要能有塑性转动,必须在梁的轴线方向的塑性区域有扩展才可能。梁在其轴向如有弯矩梯度,由于应变硬化梁端需要有超过塑性弯矩的承载力。此上升率 α 称为连接部系数,对具体的框架不进行研讨时,可使用表-4.5.1 的数值。即梁端的必要最大承载力 ${}_{j0}M_u$ 由以下公式求解。

$$ {}_{j0}M_u = \alpha \cdot {}_bM_p \tag{4.5.4} $$

这里,α 为节点连接部系数,${}_bM_p$ 为梁的塑性弯矩。

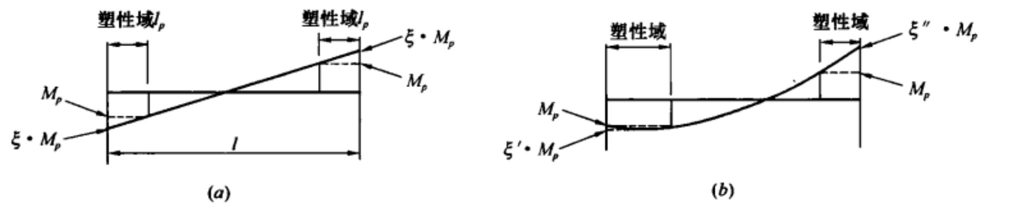


图 4.5.4　塑性铰的形成和梁的弯矩分布(出处 1)

(a)只受水平力作用的场合;(b)同时受水平力和竖向荷载作用的场合

表-4.5.1　梁端连接部的连接部系数(出处 1)

钢材种类	连接部的最大承载力决定的破坏形式	
	母材的破坏	高强螺栓的破坏
SS400	1.40	1.45
SM490	1.35	1.40
SN400	1.30	1.35
SN490	1.25	1.30

与其相应,梁端连接部的保有最大弯矩承载力($_jM_u$)根据钢结构连接部设计指南,由下式求解。

$$_jM_u = {}_jM_{fu} + {}_jM_{uu} \tag{4.5.5}$$

其中,

$$_jM_{fu} = A_f \cdot d_b \cdot F_{fu} \tag{4.5.6}$$

$$_jM_{uu} = m \cdot Z_{wpe} \cdot F_{wy} \tag{4.5.7}$$

$$m = \min\left\{1, 4\frac{t_{cf}}{d_j}\sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}}\right\} \tag{4.5.8}$$

$$Z_{wpe} = \frac{1}{4}(D_j - 2t_{bf} - 2S_r)^2 t_{bw} \tag{4.5.9}$$

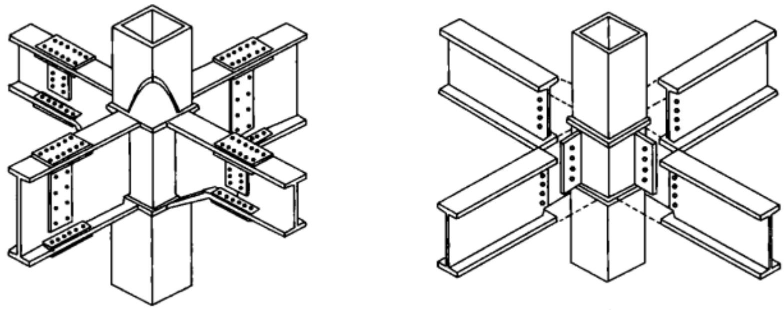
这里,A_f 为梁的单侧翼缘板的横截面面积,d_b 为梁的翼缘板中的中心间距,F_{fu} 为梁翼缘的张拉强度,F_{uu} 为梁腹板的张拉强度,F_{cy} 为柱的屈服强度,Z_{ue} 为梁端在考虑加工孔等面积缺损后腹板有效截面的塑性截面模量,m 为梁腹板连接部的无次元化弯矩承载力,其他记号参照图-4.5.3。

4-5-2　由高强螺栓连接形成梁拼接的设计

钢构件在制造工厂单件制作完成后,搬入现场进行组装。因此,在搬运过程中不能缺少慎重的应对措施。钢构件的搬运,通常长度以 12m 为限度,所以对柱子而言,其长度约为 3 层高度左右,称为一节柱。因为柱截面较多为封闭型截面,一般情况下柱子的拼接连接不采用高强螺栓连接。中低层建筑如图-4.5.5 所示,采用在距离柱外侧 1～2m 左右的梁的一部分在工厂焊接制作完成的柱带悬臂梁形式较多。此种情况现场安装时 H 型截面梁在其两端的拼接连接处采用高强螺栓的实例特别多。

(1) 相对应损坏极限的弯矩承载力和剪切承载力

拼接连接的弯矩承载力$_{j0}M_y$ 及剪切承载力$_{j0}Q_y$,与架构的损坏极限相对应拼接部分的存在



(a) (b)

图-4.5.5　梁端连接部分的连接形式

(a) 工厂焊接形(柱带悬臂梁形式)；(b) 现场焊接形

应力(弯矩$_{j0}M_e$，剪切力$_{j0}Q_e$)要能确保传递其承载力为其原则。

拼接连接部分所传递的弯矩$_{j0}M_e$ 由梁的翼缘板和腹板部分分担。即

$$_{j0}M_e = {}_{j0}M_{ef} + {}_{j0}M_{ew} \tag{4.5.10}$$

这里，

$$_{j0}M_{ef} = \left(1-\phi\frac{I_w}{I_0}\right){}_{j0}M_e \tag{4.5.11}$$

$$_{j0}M_{ew} = \phi\frac{I_w}{I_0}\cdot{}_{j0}M_e \tag{4.5.12}$$

但是，ϕ 为腹板的传递效率，在标准的拼接实验中处于 0.6～0.8 之间，通常为考虑安全取 0.4～0.6。I_0 为梁全截面的截面惯性矩，I_w 仅为梁的腹板的惯性矩。

拼接连接部的传递剪切力$_{j0}Q_e$，全部由腹板承担。即，

$$_{j0}Q_e = {}_{j0}Q_{ew}$$

1) 翼缘板拼接处的高强螺栓的数量

翼缘板添加板的全截面面积应大于梁翼缘横截面面积，高强螺栓为双面剪切形式。翼缘板必须使用的高强螺栓的数量 n_f 由下式求得：

$$n_f \geq \frac{_{j0}M_{ef}}{d_b\cdot q_{by}} \tag{4.5.13}$$

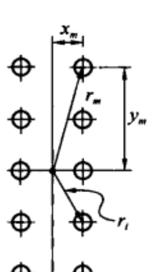


图 4.5.6　腹板刚心的距离

其中，q_{by} 为每根高强螺栓的滑移系数，d_b 为梁的翼缘板的中心间距。

2)计算腹板上所设置高强螺栓的应力比

$$q_{by}^2 \geq \left(\frac{_{j0}M_{ew}}{\Sigma r_i^2}\cdot x_m + \frac{_{j0}Q_{ew}}{n_w}\right)^2 + \left(\frac{_{j0}M_{ew}}{\Sigma r_i^2}\cdot y_m\right)^2 \tag{4.5.14}$$

其中，n_w 为在腹板上设置的高强螺栓数量，r_i，x_m，y_m 参照图-4.5.6 所示。

(2) 相对应破坏极限的最大弯矩承载力

对于破坏极限状态，必须确保其存在应力不致使拼接连接部分破坏。这

里，破坏极限状态下的拼接连接部分的存在应力，在构件出现塑性铰的同时，由于应变硬化原因会发生超过塑性弯矩应力现象，所以在不作特别研讨时，按表-4.5.2 的连接部系数取值对连接部的必要承载力加以增大进行设计。

$$_{j0}M_u = \alpha \cdot {}_bM_p \tag{4.5.15}$$

这里，α：连接部系数

表-4.5.2　拼接连接部的连接系数（出处 1）

钢材种类	决定拼接部的最大承载力的破坏形式	
	母材，添加板的破坏	高强螺栓的破坏
SS400	1.25	1.30
SM490	1.20	1.25
SN400	1.15	1.20
SN490	1.10	1.15

梁拼接部的最大弯矩承载力$_jM_u$ 由公式（4.5.16）表示。

$$_jM_u = {}_jM_{fu} + {}_jM_{wu} \tag{4.5.16}$$

$_jM_{fu}$为翼缘板连接部的最大弯矩承载力，$_jM_{wu}$为腹板连接部的最大弯矩承载力。

公式（4.5.16）中翼缘板连接部的最大弯矩承载力$_jM_{fu}$由公式（4.5.17）表示。

$$_jM_{fu} = \min\{{}_jM_{fu1}, {}_jM_{fu2}, {}_jM_{fu3}, {}_jM_{fu4}, {}_jM_{fu5}\} \tag{4.5.17}$$

其中，$_jM_{fu1}$为梁翼缘的净截面所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{fu2}$为翼缘添加板的净截面所决定的翼缘拼接的最大弯矩承载力；$_jM_{fu3}$为梁翼缘端部冲切破坏所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{fu4}$为翼缘板添加板端部冲切破坏所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{fu5}$为翼缘高强螺栓的破坏所决定的最大弯矩承载力。上述的承载力的具体计算，可参照《钢结构极限状态设计指南、同解说》。

公式（4.5.16）中腹板连接部的最大弯矩承载力$_jM_{wu}$由公式（4.5.18）表示。

$$_jM_{wu} = \min\{{}_jM_{wu1}, {}_jM_{wu2}, {}_jM_{wu3}, {}_jM_{wu4}, {}_jM_{wu5}\} \tag{4.5.18}$$

其中，$_jM_{wu1}$为梁的腹板的最大弯矩承载力；$_jM_{wu2}$为腹板添加板的净截面所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{wu3}$为腹板端部的冲切破坏所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{wu4}$为腹板添加板的端部冲切破坏所决定的最大弯矩承载力；$_jM_{wu5}$为腹板高强螺栓所决定的最大弯矩承载力。

（3）根据 SC-H97 的标准连接部

梁的拼接部分的设计，原则上是对存在应力进行设计确保安全。但为了拼接部分的设计和钢结构加工的简化，根据梁的截面尺寸和强度的区分进行标准化拼接（SCSS-H97 钢结构标准连接）在实际业务上广泛使用。此标准拼接是以 SN400B 和 SN490B 的 2 种钢材的 H 型钢截面梁为对象。其截面尺寸适用于梁高100～900mm；翼缘宽度适用于 100～400mm 的热轧成型的 JIS 规格的一般 H 型钢和外包尺寸一定的 H 型钢。焊接组合型 H 型钢不为其对象。高强螺栓是使用 F10T 的 M16，M20，M22 的 3 种类型。此拼接在标准化时是根据以下的方针进行设计的。

① 因为拼接部分在进行标准化时其存在应力不明确，所以设计应力是采用考虑螺栓孔的断面欠损后的梁的有效截面的弯曲承载力和剪切承载力。

② 在计算弯曲应力时所采用的有效截面除非翼缘的第一个螺栓孔和腹板的螺栓孔很近的情况外，一般不扣除腹板的螺栓孔；计算剪切应力时是扣除腹板的螺栓孔的净截面。

③ 弯曲应力由翼缘拼接部分和腹板拼接部共同承担。此时，根据公式（4.5.11）和公式（4.5.12）腹板的传递效率 ϕ 在 0.45～0.6 的范围内。

④ 剪切应力全部由腹板承担。

⑤ H 型钢截面的翼缘宽度和厚度，或者腹板的高度和厚度相同时，同一种类的钢材的各种拼接方法（螺栓的数量、设置形式和添加板）也相同。

⑥ 拼接部分的最大弯曲承载力为了满足保有承载力连接的规定，对公式（4.5.17）中的 α 取值，SN400 时为 1.2，SN490 时为 1.1。但当母材的有效截面本身不满足 α 时，用 α 值来表示。

⑦ 对剪切力时 α 的取值，SN400 钢材为 1.3，SN490 钢材为 1.2。

使用上述拼接时，有必要确认作用在拼接部分的应力应在根据有效截面计算弯曲承载力以下。所以，SCSS-H97 将 H 型钢的柱拼接也像梁拼接一样标准化，可以作为参考。

4-6 梁柱节点域连接板的剪切变形

把框架结构的梁和柱作为杆件单元模型化时，梁柱的连接部分就成为如图-4.6.1 所示的点结合。但实际上，梁的截面高度为跨度的 1/20 左右，柱截面高度为层高的 1/6 左右，虽然其大小有限，但此部分为应力复杂应变部分，所以在设计时必须引起注意。在这里，将梁端连接部和柱端连接部所形成部分称为梁柱节点域连接板。此部分的应力状况在水平荷载作用下承受如图-4.6.2 所示的很大的剪切力而变形。这里，节点域连接板在梁的上下翼缘的位置，设置了横隔板或者水平加劲板等适当的补强措施。作用于节点域连接板处的剪切力如图-4.6.2 所示，由下式表示。

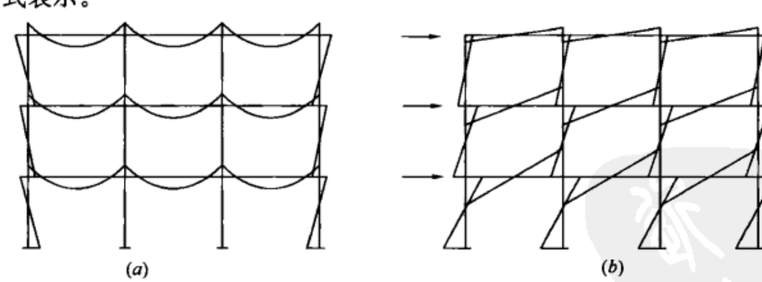


图-4.6.1 杆件单元模型化时框架的应力图（出处 2）

（a）长期荷载时；（b）地震荷载时

$$ {}_{p}Q = \frac{{}_{p}M}{d_b} = \frac{{}_{b}M_R + {}_{b}M_L}{d_b} - \frac{{}_{c}Q_U + {}_{c}Q_L}{2} \quad (4.6.1)$$

其中，${}_{b}M_R$，${}_{b}M_L$，${}_{c}Q_U$，${}_{c}Q_L$ 如图-4.6.3 所示。

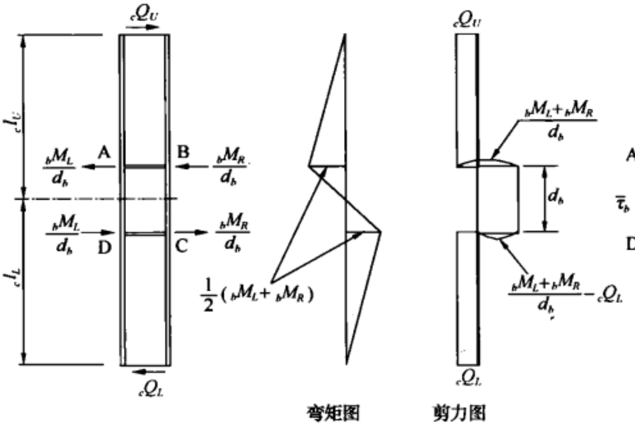


图-4.6.2　节点域连接板的剪切力（出处 2）

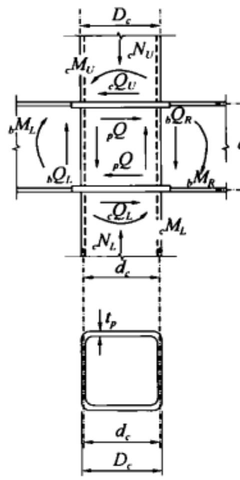


图-4.6.3　节点域连接板的应力平衡（出处 1）

柱子为箱形截面时，节点域连接板在剪切屈服时的荷载${}_pQ_y$

$$ {}_pQ_y = \frac{{}_pM_y}{d_b} = \frac{1}{d_b} \cdot \frac{V_e}{\kappa} \sqrt{1-n^2}\, \frac{F_y}{\sqrt{3}} \qquad (4.6.2)$$

$V_e = d_c \cdot d_b \cdot (2t_p)$：箱型截面柱的节点域连接板的有效体积　　(4.6.3)

其中，$\kappa=9/8$ 为剪切形状系数，$n=N/N_y$ 为节点域连接板的轴力比，F_y 为连接板的材质基准强度（屈服强度），d_c，d_p，t_p 为节点域连接板的宽度，高度和板厚（参照图-4.6.3）。

柱子截面不是箱型截面时，根据其截面形状，将 V_e 和 κ 值进行变化代入计算。

此外，节点域连接板的塑性承载力为柱箱型截面时的承载力。

$n \leqslant 0.5$ 时

$$ {}_pQ_p = \frac{{}_pM_p}{d_b} = \frac{V_e}{d_b} \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \qquad (4.6.4)$$

$n > 0.5$ 时

$$ {}_pQ_p = \frac{{}_pM_p}{d_b} = \frac{V_e}{d_b} \cdot \frac{F_y}{\sqrt{3}} \cdot 2\sqrt{n(1-n)} \qquad (4.6.5)$$

节点域连接板在不出现屈服时其变形能力很大，能充分塑性变形。但是由于剪切屈服时节点域连接板形成趋纹状的残留应变，虽然不至于破坏但在反复循环荷载的作用下呈现滑移型恢复力特征。

对于框架结构而言，节点域连接板作为一个独立的构件。考虑在梁和柱组合成架构全体的破坏机构里，节点域连接板如在梁和柱的屈服前先行进入塑性化时，将会形成弱型节点域连接板框架结构，在柱屈服前全体架构有破坏的倾向。所以，弱型节点域连接板时连接板的板厚如何进行补偿，应该在掌握架构全体的破坏基础上加以考虑。

4-7 梁端焊接连接部防止脆性破坏的设计

阪神大地震（1995年）中，框架结构的梁端连接部分等钢结构的重要部位发生了大量脆性破坏。这也证明了钢结构有充分的塑性延性，能吸收地震所产生的能量。但此脆性破坏，与连接部的形状，钢材以及焊接的韧性，焊接方法及容许缺陷等从设计到材料、施工各方面的多种因素有关。在此过程中，对容许应力度、保有水平承载力等计算设定了途径A（简易计算设计），途径B（标准计算设计），途径C（详细计算设计）的3个计算设计途径。除此之外，极限承载力计算，规定适用超高层建筑物。此种计算设计方法，到现在为止还没有以法律形式规定，希望对重要建筑物采用此设计法，以防止脆性破坏的发生。

以下简要介绍途径B（标准计算设计），实际采用时的详细细则和超高层建筑物极限承载力计算设计，请参照设计指南。

途径B的对象范围为，高度小于45m的钢结构框架，箱型钢管柱（包括焊接箱型截面柱）和H型截面组合而成的横贯通隔板型的梁端焊接连接形式。使用钢材（碳素钢）的张拉强度为400N/mm^{2}级和490N/mm^{2}级，其屈服强度的上下限、屈服比、张拉强度、延伸、化学成分（C，Si，Mn，P，S）、C_{eq}或P_{CM}、吸收能量冲击韧性在原则上都有规定。即，与SN钢材具有同等的性能为对象。其计算、设计流程由图-4.7.1所示。

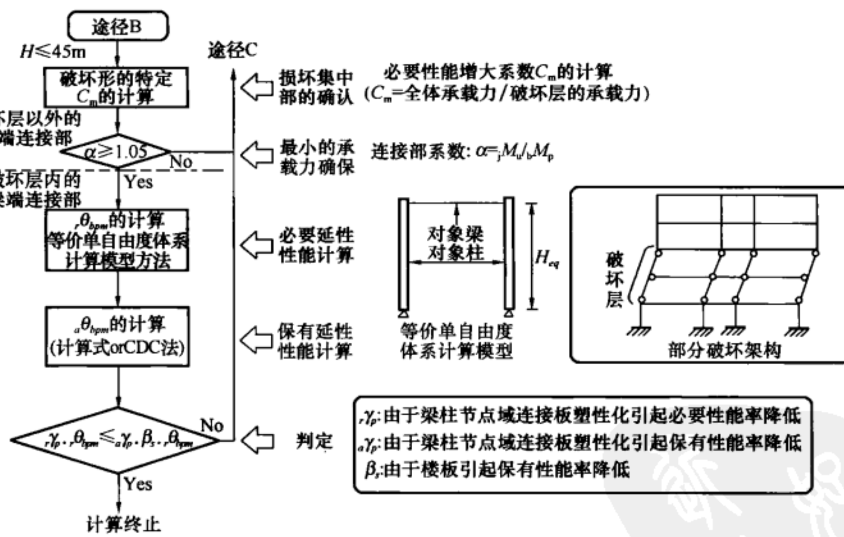


图-4.7.1 梁端防止脆性破坏设计途径B（标准设计）的流程（出处3）

(1) 破坏形式的特定

根据设计用地震作用决定破坏机构，求出破坏层内的必要变形性能的增大系数C_m。这里，C_m为破坏层部分的层弯矩与总弯矩的比。比如N层建筑，从p层至q层部分破坏时（图-4.7.2），

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^{N} M_i}{\sum_{i=p}^{q} M_i} \tag{4.7.1}$$

$$M_i = h_i \cdot A_i \sum_{j=i}^{N} w_j \tag{4.7.2}$$

其中，h_i，A_i，w_i 分别为各 i 层的层高（m）、层剪切力分布系数和重量（kN）。

(2) 不属于破坏层的梁端连接部分的承载力确保

对于不属于破坏层的梁端连接部分，算出梁端连接部分的系数 α，确认必须满足 $\alpha \geqslant 1.05$。

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{YL_L} \cdot \frac{{}_fZ_p}{Z_p} + \beta \cdot \left(1 - \frac{{}_fZ_p}{Z_p}\right) \tag{4.7.3}$$

$$\beta = \frac{{}_bt_w \cdot (H - 2\,{}_bt_f - S_r - X) \cdot (X - S_r)}{Z_p - {}_fZ_p} \tag{4.7.4}$$

$$X = \frac{-C_2 - \sqrt{C_2^2 - 4C_1 \cdot C_3}}{2C_1} \qquad \text{并且}, 0 < X < \frac{H - 2\,{}_bt_f}{2}$$

$$C_1 = -(H - 2\,{}_bt_f) \cdot \{16M_0 + {}_bt_w \cdot (D - {}_ct_f) \cdot {}_bF_y\}$$

$$C_2 = 2\{4M_0 \cdot (H - 2\,{}_bt_f)^2 - 2M_0 \cdot (D - {}_ct_f)^2 + (H - 2\,{}_bt_f) \cdot (D - {}_ct_f) \cdot {}_bt_w \cdot S_r \cdot {}_bF_y\}$$

$$C_3 = 4M_0 \cdot (D - {}_ct_f)^2 \cdot (H - 2\,{}_bt_f) - (H - 2{}_bt_f) \cdot (D - {}_ct_f) \cdot {}_bt_w \cdot S_r^2 \cdot {}_bF_y$$

$$M_0 = \frac{{}_ct_f^2 \cdot {}_cF_y}{4}$$

其中，YR_L 为下屈服点的基准作用屈服比，通常可取为 0.75。β 为梁腹板的有效截面模量，Z_p 为梁的塑性截面模量（mm³），${}_fZ_p$ 仅为梁翼缘部的塑性截面模量（mm³），${}_bF_y$ 为梁腹板钢材的基准强度（N/mm²），其他的截面尺寸的记号参照图-4.7.3。

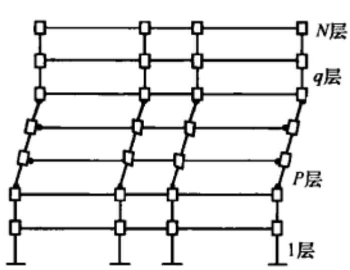


图-4.7.2　结构的破坏形式（出处 3）

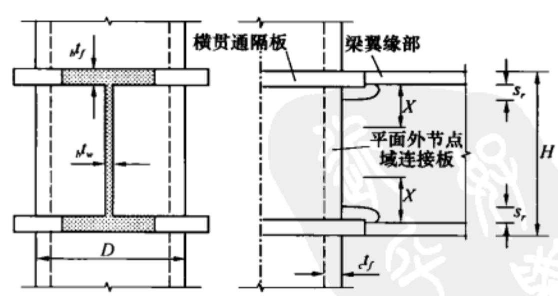


图-4.7.3　梁端腹板有效部分的长度（出处 3）

公式（4.7.3）中的 γ_f 根据韧性冲击试验值 ${}_VE_{act}$（J）按表-4.7.1 进行区分。

表-4.7.1　根据韧性冲击试验值的区分（出处 3）

	梁翼缘母材和横贯通隔板母材与上述部分的热影响的韧性	梁的工艺孔部分母材的韧性
$\gamma_f = 1.0$	${}_{V}E_{act} \geqslant 70J$	${}_{V}E_{act} \geqslant 70J$
$\gamma_f = 0.9$	${}_{V}E_{act} \geqslant 27J$	${}_{V}E_{act} \geqslant 27J$

(3) 必要变形性能的计算

对全体破坏型梁，计算其必要最大变形角的塑性变形成分${}_{req}\theta_{bp\ \max}$，进而求解属于破坏层梁的必要塑性转角${}_{r}\theta_{bpm}$。

$$ {}_{r}\theta_{bpm} = 1.5 \cdot C_m \cdot {}_{rep}\theta_{bp\ \max} \tag{4.7.5}$$

这里，${}_{r}\theta_{bpm}$是根据等价单自由度体系结构计算模型简易评价法（详细参见设计指南），由以下公式求得。即

$\mu \leqslant \mu_c$ 时　　$ {}_{req}\theta_{bp\ \max} = 1.5(\mu - 1) \cdot R_y^{EF}$

$\mu > \mu_c$ 时　　${}_{req}\theta_{bp\ \max} = \{1.5(\mu_c - 1) + (\mu - \mu_c)\} \cdot R_y^{EF}$

其中，$\mu = \min(\mu_1, \mu_2)$　　但，[$\mu \geqslant 7/6$]

μ_1，μ_2 根据以下公式求解

$\mu_1 \leqslant \mu_c$　时　$\{2 + k_2 \cdot (\mu_1 - 1)\}^2 \cdot (\mu_1 - 1) \cdot (\psi \cdot C_B^*)^2 - r_{\text{cycle}} \cdot (\mu_1 + 1) \cdot (C_0^*)^2 \cdot D_N^2 = 0$

$\mu_1 > \mu_c$　时　$$\mu_1 = \frac{2(1+\psi) \cdot \left\{1 + \dfrac{(1-\psi)^2}{2\psi \cdot k_2}\right\} \cdot (C_B^*)^2 + r_{\text{cycle}} \cdot (C_0^*)^2 \cdot D_N^2}{2(1+\psi) \cdot (C_B^*)^2 - r_{\text{cycle}}(C_0^*)^2 \cdot D_N^2}$$

$\mu_2 \leqslant \mu_c$　时　$$\mu_2 = 1 + \frac{1}{k_2} \cdot \left[\sqrt{1 + k_2 \cdot r_{\text{cycle}} \cdot D_N^2 \cdot \left(\frac{C_0^* T_u}{\psi \cdot C_B^* \cdot T_1}\right)^2} - 1\right]$$

$\mu_2 > \mu_c$　时　$$\mu_2 = 1 + \frac{(1-\psi)^2}{2\psi \cdot k_2} + \frac{r_{\text{cycle}} \cdot D_N^2}{2\psi} \cdot \left(\frac{C_0^* \cdot T_u}{C_B^* \cdot T_1}\right)^2$$

$$R_y^{EF} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \overline{M_i} \cdot R_{yi}}{\overline{M_{OVT}}}, k_2 = \frac{1}{1+3\gamma_b}, \mu_c = 1 + \frac{1-\psi}{\psi \cdot k_2}$$

$$D_N = \frac{\sqrt{W_T \cdot \sum_{i=1}^{N}\{w_i \cdot (\sum_{j=1}^{i} h_j)^2\}}}{M_{OVT}}, T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R_y^{EF} \cdot D_N^2 \cdot \overline{M_{OVT}}}{g \cdot \psi \cdot C_B^* \cdot W_T}}$$

$$\psi = \frac{Q_{y1}}{Q_{u1}}, C_B^* = \frac{Q_{u1}}{W_T}, W_T = \sum_{i=1}^{N} w_i, \overline{M_{OVT}} = \sum_{i=1}^{N} \overline{M_i}, \overline{M_i} = h_i \cdot A_i \cdot \sum_{j=i}^{N} w_j$$

$C_0^* = 1.224, r_{\text{cycle}} = 0.25, T_u = 0.567$(第 1 类场地土)$, T_u = 0.864$(第 2 类场地土)，

$T_u = 1.152\text{sec}$(第 3 类场地土)

这里，Q_{u1}为架构的破坏承载力（kN），Q_{y1}为架构的屈服承载力（kN），R_{yi}为形成塑性铰时的 i 层的层间变形角，γ_b 为架构的弹性变形所占梁变形的比率，当节点变形角无法计算时可取 $\gamma_b = 0.5$。其他，g、N、h_i、w_i、A_i 分别表示为重力加速度（9.8m/s^2）、架构的层数、i 层的层高（m）、i 层的重量（kN）、i 层的层剪切力分布系数。

(4) 保有变形性能的计算

属于破坏层的与梁端连接部分连接的梁（截面为 H 型钢）的保有塑性转角$_a\theta_{bmp}$按下式求解。

$$_a\theta_{bmp}=\frac{E}{F}\cdot\frac{L}{H}\cdot\frac{a\cdot(a-1)}{(b+1)\cdot(b+2)\cdot(\alpha_0-1)^2\cdot\alpha^2} \tag{4.7.6}$$

$$\times\{\alpha_0^{b+1}[(b+1)\cdot(\alpha_0-1)\cdot\alpha+(\alpha_0-\alpha)]-[(b+1)\cdot(\alpha_0-1)+(\alpha_0-\alpha)]\}$$

$$\alpha=\frac{\gamma_f}{YR_L}\cdot\frac{_fZ_p}{Z_p}+\beta\left(1-\frac{_fZ_p}{Z_p}\right) \tag{4.7.7}$$

$$\alpha_0=\frac{\gamma_f}{YR_L}\cdot\frac{_fZ_p}{Z_p}+\left(1+\frac{_fZ_p}{Z_p}\right) \tag{4.7.8}$$

这里，L 为梁的全长（m），H 为梁高（mm），F 为梁翼缘的基准强度（N/mm²），E 为钢材的纵向弹性模量（N/mm²），a、b 为下屈服比 YR_L 根据表-4.7.2 所定系数，YR_L 通常取 0.75 进行计算。

表-4.7.2　根据 a，b 决定下屈服比 YR_L（出处 3）

400N/mm² 级钢材			490N/mm² 级钢材		
YR_L	a	b	YR_L	a	b
0.60	8.25	5.22	—	—	—
0.65	11.2	5.34	0.65	7.41	5.47
0.70	13.4	5.63	0.70	9.31	5.74
0.75	16.0	6.21	0.75	11.2	6.21
0.80	20.1	6.73	0.80	13.8	6.78

(5) 梁端连接部分的脆性破坏的确认

对属于破坏层的梁端焊接连接部，确认其满足以下公式后，防止脆性破坏的设计就完成了（图-4.7.4）。

$$_r\gamma_p\cdot{_r\theta_{bpm}}<{_a\gamma_p}\cdot\beta_s\cdot{_a\theta_{bpm}} \tag{4.7.9}$$

这里，$_r\gamma_p$ 为梁柱连接部节点域连接板在塑性化后必要塑性转角的折减系数，$_a\gamma_p$ 为其保有塑性转角的折减系数，详细计算过程可以参照设计指南。作为略算可以按$_r\gamma_p={_a\gamma_p}=1$ 考虑。其次，β_s 为由混凝土楼板的保有塑性转角的折减系数，由以下公式计算。

$$\beta_s=\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{H-x_{pn}} \tag{4.7.10}$$

$$x_{pn}=\frac{H-h_g}{2} \tag{4.7.11}$$

$$h_g=\frac{C}{_bt_w\cdot{_bF_y}} \tag{4.7.12}$$

$$C=1.3\cdot f_c\cdot{_st_c}\cdot D \tag{4.7.13}$$

这里，$_bF_y$ 为梁腹板的钢材的基准强度（N/mm²），f_c 为混凝土的设计强度（N/mm²），其他

构件截面形状尺寸记号如图-4.7.5 所示。

(6) 为防止梁端连接部分的脆性破坏发生的连接部详细构造要求和施工条件

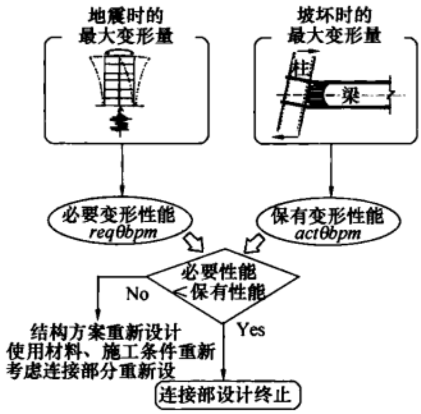


图-4.7.4 防止脆性破坏的计算（出处 3）

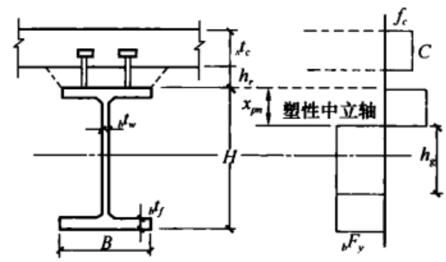


图-4.7.5 混凝土组合型梁的正弯曲中性轴（出处 3）

以上所述，有必要为防止梁端焊接连接部分的脆性破坏的发生进行详细的研讨。为实现此目的，对使用钢材、连接部详细构造要求、焊接施工条件等，施工上的注意是必要的。

首先，在设计中使用的拼接部破坏承载力系数，是由翼缘母材、梁工艺孔部分的母材、横贯通隔板母材以及焊接热量影响部的各自的韧性冲击试验值vE_{act}来决定的，所以其各自的冲击韧性值必须明确。其中，梁翼缘母材和横贯通隔板母材的冲击值为 SN 钢材是明确的，而梁加工孔部母材及焊接热量影响部分的冲击韧性值应该通过焊接施工试验来确认。但如通过以下公式“HAZ 韧性评价公式（f_{HAZ}式）确认法”可以省略焊接施工试验。

$$f_{HAZ}=C+\frac{Mn}{8}+6(P+S)+12N-4Ti \quad （质量 \%） \qquad (4.7.14)$$

这里，如果 $f_{HAZ}\leqslant0.58$，则$vE_{act}\geqslant70J$，如果 $f_{HAZ}\leqslant0.63$，则$vE_{act}\geqslant27J$。此时，对钢板的厚度及化学成分是否在适用范围应加以注意。

因为梁翼缘母材的屈服比会对保有塑性转角$_a\theta_{bpm}$有很大的影响，规定在梁中不能使用屈服比为上限的钢材。

梁柱连接部的详细设计非常重要。对梁端腹板端部的上下焊接工艺孔，现在已从改良工艺孔形式发展为无工艺孔形式，并已逐渐成为标准。梁在压延、焊接组合的情况与工厂焊接或现场焊接等有许多不同之处，其详细参照附录 2 以及《钢结构工程技术指南・工厂制作编》等。

4-8 柱脚

对钢结构中结构设计的柱脚而言，不是指柱构件的下端，而是指最下层柱构件下端和基础

混凝土的连接部分。柱脚的作用，是将最下层柱下端所承受的轴力、弯矩和剪切力有效地传递给基础。钢结构的柱脚，有外露型柱脚、混凝土外包型柱脚和埋入型柱脚 3 种类型。一般，中低层的钢结构建筑物的基础因为都是钢筋混凝土结构，所以柱脚为异种结构的连接部，其设计和施工都尤为重要。

1995 年的阪神大地震中钢结构柱脚的损害大部分是锚栓的破坏等引起的外露型柱脚的破坏，其发生原因可以认为是不适当的设计和施工所引起的。至 1995 年止，因为没有有关钢结构柱脚的法令，所以国土交通部为防止上述柱脚的地震破坏，以告示形式在平 12 建告第 1456 号制定发表了钢结构柱脚的详细结构方法和规定。图-4.8.1 是告示所规定的 3 种类型的柱脚的结构规定概要。此规定适用于不需要进行结构计算的小规模建筑物的柱脚，当按结构计算时可不使用下表。此时，必须对柱脚的结构安全性进行充分的研讨。

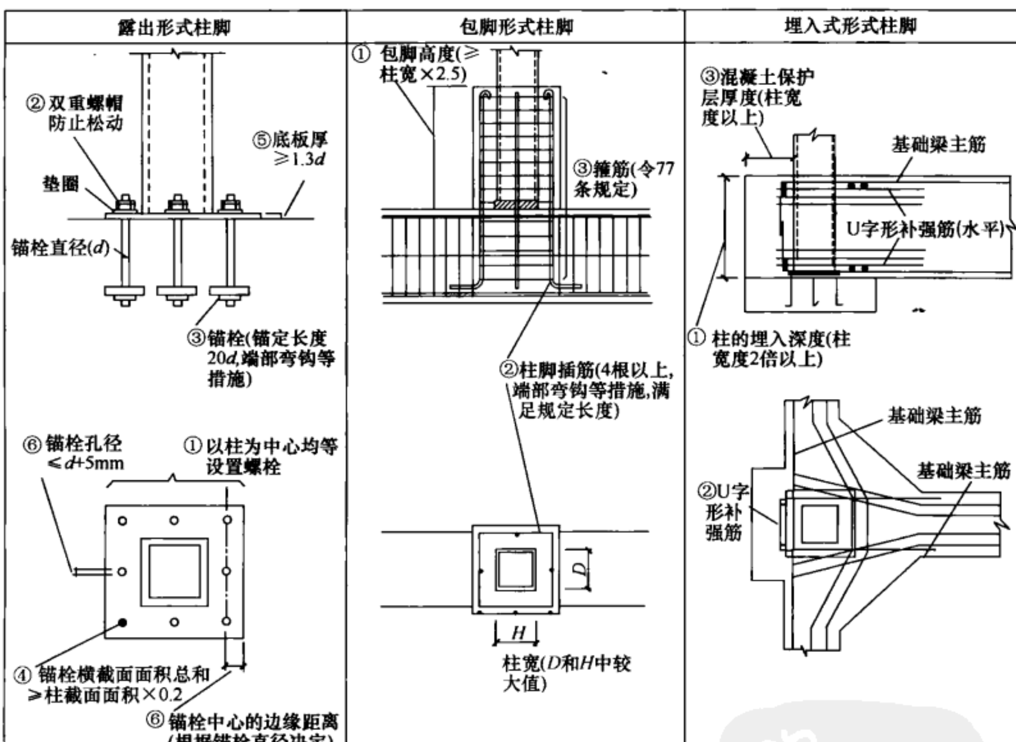


图-4.8.1　告示规定的柱脚内容（出处 4 进行修改）

4-8-1　外露式柱脚

外露型柱脚是通过锚栓将柱脚底板连同柱构件的下端与混凝土结构的基础相连接形成的柱脚。这种柱脚预先将锚栓预埋在基础混凝土中，因为柱子可以在混凝土达到强度后再吊装，基础梁的配筋等施工作业和钢柱的吊装可以分别进行，所以外露型柱脚有施工简单并且能效缩短工期的优点。除超高层建筑以外，大部分中小规模的钢结构都利用此优点而采用外露型柱脚。但此柱脚的刚度和承载力等力学性能比起其他柱脚形式偏低。

外露型柱脚的传力机理如图-4.8.2 所示。其恢复力特性的实验结果的例子如图-4.8.3 所示。由锚栓的张拉力和底板下侧混凝土的反力与作用弯矩相抵抗。由于锚栓不负担压力，锚栓在张拉屈服后呈现出承受反复荷载下能量吸收很少的滑移型的恢复力特性。外露型柱脚，根据钢柱构件的截面形式和尺寸，将其承载力和刚度计算、设计为标准规格，制成标准规格品（套）并取得有关部门认定的工法并已在实际应用中被普及。

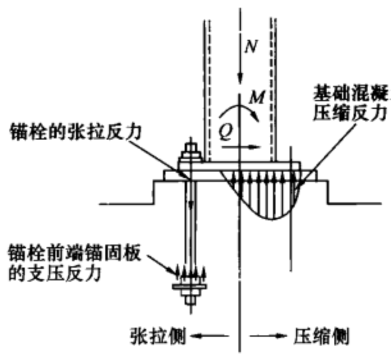


图-4.8.2　外露型柱脚的传力机理（出处 4）

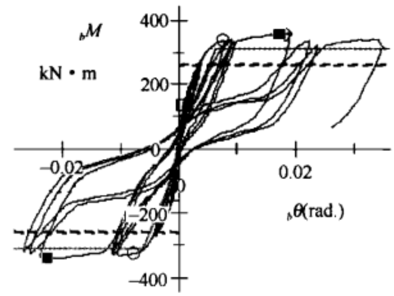


图-4.8.3　外露型柱脚的恢复力特性的实验范例

(1) 设计的基本事项

① 锚栓要使用有延性能力的锚栓。如使用没有延性能力的锚栓，按破坏状态时锚栓也不能屈服进行设计。

② 锚栓在基础混凝土的锚固长度为 20*d*（*d* 为锚栓直径）以上，并且在锚栓端部设置锚固板。

③ 锚栓使用垫圈和双重螺帽或者其他方法以防止松动。

④ 防止基础混凝土的压坏和割裂破坏，确保不发生螺栓被拔出引起冲切破坏。

⑤ 柱脚底板下部用无收缩砂浆密实填充。采用砂浆的压缩强度应高于基础混凝土的设计基准强度。

⑥ 在作用应力下，柱脚底板不宜发生屈服。

外露型柱脚所用有延伸能力的锚栓，是指有螺纹部分的破坏强度比螺栓无螺纹部分杆部的屈服强度要高的螺栓。为满足此条件的锚栓的规格，由日本钢结构协会制定规格 JSSⅡ13—2004（建筑结构用锻造成型螺纹锚栓）以及 JSSⅡ14—2004（建筑结构用切削成型螺纹锚栓）。两规格的锚栓的强度有张拉强度 400N/mm^2 级和 490N/mm^2 级。建筑结构锻造成型螺纹锚栓有 M16 至 M48 的各种尺寸，因为螺纹杆部的直径和无螺纹杆部的直径几乎相同，所以螺纹杆部在破坏之前能充分发挥延伸。建筑结构用切削成型螺纹锚杆为 400N/mm^2 级时从 M24 至 M48，为 490N/mm^2 级时由 M24 至 M100 的尺寸都有。此种螺栓，其材料的屈服比要比螺纹杆部的有效截面面积与无螺纹杆部截面面积之比的 75%小，所以能确保无螺纹杆部的屈服。

使用外露型柱脚建筑物的设计流程如图-4.8.4 所示。当锚栓的延伸能力不能确保时，可根据建筑物的抗震设计途径，将在地震作用下的柱脚的应力和 D_s 增大，柱脚的承载力应为柱的承载力的 α 倍以上（柱的钢材种类为 400N 级钢时为 1.3；490N 级钢时为 1.2），有必要将柱脚实现保有承载力连接。上图中的 γ 为不进行保有承载力计算破坏机理时的柱脚的应力的增大系数，途径 1—2 时

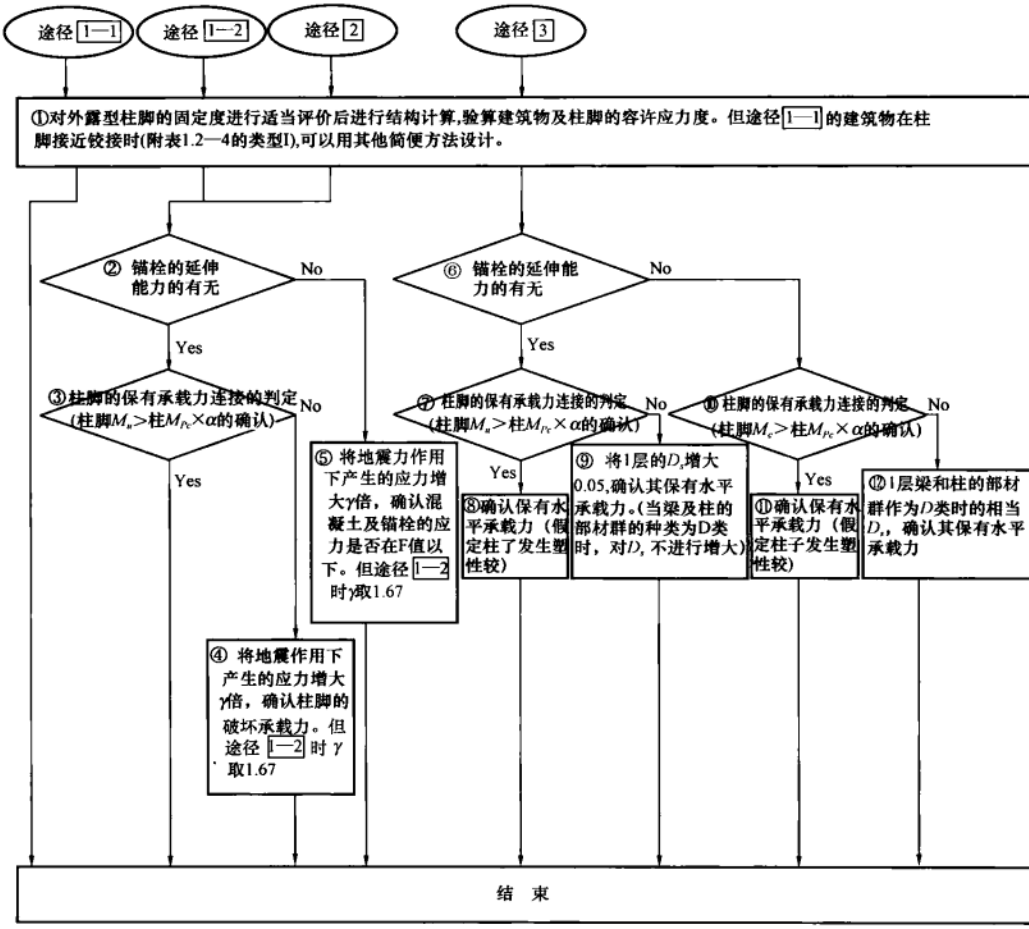


图-4.8.4　使用外露型柱脚建筑物的设计流程（出处 4）

$\gamma=1.67$,途径 2 时为 2.0（支撑结构的情况下为 $1+0.7\beta$，最大为 1.5，这里的 β 为支撑的应力增大值）。当使用有延伸能力的锚栓时，柱脚没有必要采用保有承载力连接，锚栓在屈服后，柱脚有充分的塑性变形能力可以发挥。此时，如图-4.8.4 所示，途径 3 时 1 层的 D_s 必须增大 0.05，一般纯框架结构时，因为保有水平承载力比较富裕，能十分合理地进行设计。

(2) 弹性刚度

外露型柱脚，由于转动刚度是靠锚栓的延伸伸长的变形而形成，所以不是完全刚性连接的固定而是呈半固定状态。为此亦称为弹性固定柱脚。结构计算上，柱脚底板下面假定为弹性的转动弹簧后进行架构的应力解析。此转动刚度 K_{BS} 由下式表示。

$$K_{BS}=\frac{E\cdot n_t\cdot A_b(d_t+d_c)}{2l_b} \tag{4.8.1}$$

这里，E 为锚栓的纵向弹性模量，n_t 为张拉侧锚栓的数量，A_b 为锚栓轴部截面积，d_t 为柱截面形心至张拉侧锚栓群形心为止的距离，d_c 为柱截面形心至压缩侧的柱翼缘外边缘为止的距离，l_b 为锚栓的长度（当 $l_b \geqslant 40d$ 时，$l_b=40d$，d 为锚栓的直径）。

以柱子的压缩翼缘位置为转动中心，对锚栓的基础混凝土的延伸伸长的转动刚度的计算公式进行推导，公式（4.8.1）的分母中的 2 不需要考虑，但压缩侧混凝土的压缩变形和张拉侧底板的面外的局部变形等必须考虑其刚度降低。因为计算值的 1/2 和实验结果相当接近，所以本公式被广泛采用。

(3) 屈服承载力

外露型柱脚的屈服弯曲承载力，是以柱脚底板的大小为截面，按张拉侧锚栓假定为等效作用钢筋下的钢筋混凝土构件进行计算。屈服剪切承载力，取压缩力和由弯曲而产生的压缩应力所相对应的底板下与混凝土间的摩擦承载力，或者是锚栓的屈服剪切承载力中大的数值。此时，底板下部和混凝土的摩擦系数取 0.4。

(4) 最大承载力

外露型柱脚的最大弯曲承载力，根据柱的轴力（压缩为正）的大小，以下列公式求解。

$N_u \geqslant N > (N_u - T_u)$ 时

$$M_u = (N_u - N)d_t \tag{4.8.2}$$

$(N_u - T_u) \geqslant N > -T_u$ 时

$$M_u = T_u \cdot d_t + \frac{(N+T_u)D}{2}\left(1 - \frac{N+T_u}{N_u}\right) \tag{4.8.3}$$

$-T_u \geqslant N > -2T_u$ 时

$$M_u = (N + 2T_u)d_t \tag{4.8.4}$$

这里，N_u 为基础混凝土的最大压缩承载力（$=0.85B \cdot D \cdot F_c$），B 为底板的宽度，D 为底板的长度，F_c 为基础混凝土的设计基准强度，T_u 为张拉侧锚栓的最大张拉承载力。

最大剪切承载力，由底板下的摩擦产生的剪切承载力和锚栓的剪切承载力中取其较大数值，此时的摩擦系数为 0.5。当设计按剪切力由锚栓承担时，应采取减小螺栓孔的间隙、垫圈与底板加焊等相应措施。

(5) 加劲板补强

在柱脚外侧焊接加劲肋对底板补强能减少底板厚度，实现节约。此时，应根据底板的边界条件按照钢筋混凝土板进行设计。底板由于补强加劲板及柱翼缘被区分成长方形板，在锚栓的张拉力或压缩侧混凝土的承压力（均等分布）作用下计算。加劲肋板的厚度与柱翼缘板等厚、加劲肋板的焊接部应根据承压力产生的剪切力来设计。

4-8-2 外包式柱脚

外包式柱脚，是在钢柱底部的外侧用钢筋混凝土包起来，其截面的构成为钢骨钢筋混凝土

结构并且与非埋入式柱脚形式相同。因为钢结构柱没有必要预先埋入混凝土基础内所以其施工性较好，柱脚的固定度也高。但由于外包部分的截面变大楼面的有效面积减少，且受装修上的影响，采用此种形式的建筑物的用途会有限制。工厂、仓库、停车场等为防止车辆、叉车碰撞时，对柱进行保护而采用外包式柱脚。此外，屋外受雨淋的柱构件或地面使用水的建筑的柱构件进行外包后可以期待其防锈作用。体育馆等混凝土柱的上部变成钢柱时，也能有效地利用外包型柱脚的优点。

(1) 设计的基本事项

① 外包式柱脚的设计，将轴力通过钢柱脚部的底板传给基础；弯矩和剪切力通过外包式钢筋混凝土部分来传递。计算其最大弯矩承载力时可以将钢柱脚部的负担承载力加算上去。

② 外包式柱脚的高度，大于钢柱截面高度的 2.5 倍并且${}_rl/{}_rd \geqslant 1$。这里，${}_rl$ 为从底板下侧至外包式钢筋混凝土的最上侧箍筋为止的距离，${}_rd$ 为从压缩边线至张拉钢筋的重心的距离。

③ 外包钢筋混凝土的纵向主筋的锚固长度大于 $25d$（d 为异形钢筋的公称直径），顶部需设弯钩。外包钢筋混凝土的主筋必须充分锚入基础或者基础梁内。

④ 外包钢筋混凝土部分，至少应设置与一般钢筋混凝土柱同等配置的剪切补强筋（箍筋）。其箍筋的直径、间距及箍筋配筋率的最小值根据《钢筋混凝土结构计算规范》设计，纵向主筋顶部至少配 2 道箍筋，其间距为 30～50mm。

⑤ 底板下侧位置为基础梁的上侧位置，底板及锚栓按照外露式柱脚设计。

⑥ 柱子若采用中空截面钢管时应注意确保钢管壁不发生局部变形而进行设计。

尽管，混凝土外包部分的柱外侧焊接了栓钉，因为从实验中证实了其承载力和变形能力的上升很小，可以忽视其效果。

(2) 弹性刚度

外包式柱脚的刚度，按底板下侧位置作为固定端来计算。

(3) 屈服承载力

(a) 屈服弯曲承载力

外包式柱脚的屈服弯曲承载力 M_y 根据图-4.8.5（a）所示对其有效截面进行计算。张拉钢筋比小于平衡钢筋比时，M_y 可根据以下公式确定。

$$M_y = a_t \cdot F_{ry} \cdot {}_rj \tag{4.8.5}$$

其中，a_t 为受拉纵向钢筋的截面面积，F_{ry} 为钢筋的屈服强度，${}_rj$ 为外包钢筋混凝土部分的应力中心距离，可根据${}_rj=$（7/8）${}_rd$ 计算。受拉钢筋比超过平衡钢筋比时，可按照《钢筋混凝土结构计算规范》设计。

(b) 屈服剪切承载力

外包式柱脚的屈服剪切承载力 Q_y，其外包式钢筋混凝土部分的屈服剪切承载力按下式计算。

$$Q_y = b_e \cdot {}_rj(F_{csy} + 0.5F_{wy} \cdot p_w) \tag{4.8.6}$$

这里，b_e 为混凝土的有效宽度（图-4.8.5（b）参照），F_{cys} 为混凝土的屈服剪切强度，采

用混凝土的短期容许剪切应力度。F_{ny} 是箍筋的屈服强度，p_w 为箍筋的配筋率（$=a_w/(b_e \cdot x)$），$p_w \geqslant 1.2\%$ 时，取 $p_w=1.2\%$。a_w 为 1 组箍筋的截面积，x 为箍筋的间距。

(c) 屈服轴力

外包式柱脚的屈服压缩轴力是底板和基础混凝土的屈服承压承载力；屈服张拉轴力为全锚栓的屈服张拉承载力的总和。

(4) 最大承载力

(a) 最大弯曲承载力

底板下侧位置的外包式柱脚的最大弯曲承载力 M_u，根据公式（4.8.7）～（4.8.9）计算。

$$M_u = \min(M_{u1}, M_{u2}) \tag{4.8.7}$$

$$M_{u1} = \frac{{}_cM_{pc}}{1-\frac{{}_rl}{l}} \tag{4.8.8}$$

$$M_{u2} = 0.9a_t \cdot F_{ry} \cdot {}_rd + M_{u3} \tag{4.8.9}$$

这里，M_{u1} 是如图-4.8.6 所示外包式柱脚最上部箍筋位置的弯矩 ${}_sM$ 在到达钢柱的塑性弯矩 ${}_cM_{pc}$（考虑轴力）时在外包式柱脚底板下侧所产生的弯矩值。M_{u2} 是由外包钢筋混凝土的在弯曲屈服时的承载力加上外露式柱脚的承载力 M_{u3} 后的最大承载力。l 为从底板下侧至钢柱的反弯点为止的距离。M_{u3} 是根据柱的轴力，通过（4.8.2）～（4.8.4）的外露式柱脚公式求解得到的弯曲承载力。

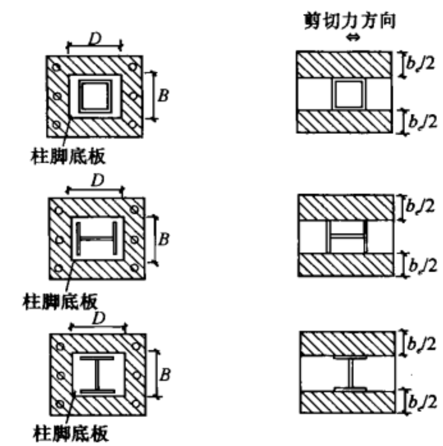


图-4.8.5 外包式钢筋混凝土的有效截面（出处 1）

(a) 对弯矩的有效截面；(b) 对剪切力的有效截面

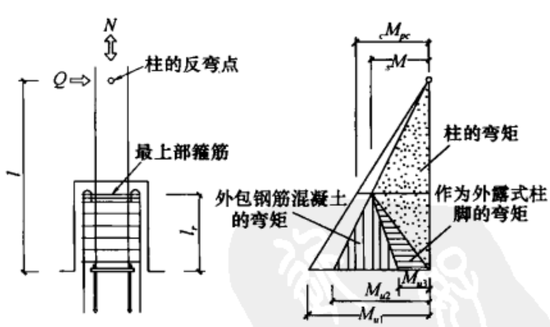


图-4.8.6 最大弯曲承载力时的应力状态（出处 1）

M_u 由 M_{u1} 决定时，钢柱因为屈服其恢复力特性呈稳定状态，外包式混凝土柱脚过大，建筑设计上不好处理。一般设计是允许外包式柱脚的纵向主筋先行屈服，在此状态之前其他部分不发生破坏。此时，其恢复力特性与钢筋混凝土梁具有相同特性，就能根据此特性决定 1 层的

D_s 值了。

(b) 最大剪切承载力

外包式柱脚的最大剪切承载力 Q_u，由公式（4.8.10）表示，同时要满足公式（4.8.11）。

$$Q_u = Q_y + \frac{M_{u3}}{rl} \tag{4.8.10}$$

$$Q_u \geqslant \frac{M_u}{rl} \tag{4.8.11}$$

(c) 最大轴力

外包式柱脚的最大压缩轴力是柱脚底板和基础混凝土的最大承压承载力；最大张拉轴力是全数锚栓的最大拉伸承载力之和。

4-8-3　埋入式柱脚

埋入式柱脚，和其他两种类型的柱脚形式相比固定度较高，承载力的确保比较容易。如果将钢柱设计成先行屈服，其恢复力特性呈稳定的完全弹塑性型。其缺点，埋入基础中的钢柱长度要增加，并且基础梁宽度内的主筋不能与插入的钢柱相交而扩展或弯曲成斜筋等。另外必须在基础梁配筋之前先行设置钢柱脚，所以钢结构构件的交货日期也要提前。

(1) 设计的基本事项

① 埋入式柱脚设计，轴力是通过钢柱脚部的底板传递给基础混凝土的；弯矩和剪切力是由埋入混凝土中的钢柱与混凝土间的承压来传递的。

② 钢柱埋入基础混凝土中的深度为 D，D 为钢柱截面高度的 2 倍以上。

③ 基础中埋入钢柱的周围要适当配置加强筋。特别是边柱，应确保外侧的混凝土的保护层厚度，或者要注意配置适当的加强筋。

(2) 弹性刚度

埋入式柱脚的刚度，如无特别的研讨时，按从基础混凝土上端起 $1.5D_c$ 的位置作为固定端来计算。

(3) 屈服承载力

(a) 屈服弯曲承载力

埋入式柱脚的屈服弯曲承载力 M_y 视为基础混凝土的屈服承压承载力，如图-4.8.7（a）所示由承压应力分布的推导公式（4.8.12）表示。此时的柱剪切力 Q_y 由公式（4.8.13）表示。

$$M_y = \frac{F_{cy} \cdot B_c \cdot l \cdot d^2}{2(3l + 2d)} \tag{4.8.12}$$

$$Q_y = \frac{M_y}{l} \tag{4.8.13}$$

这里，M_y 是埋入式柱脚在基础梁上端的屈服弯曲承载力，B_c 为柱宽，d 为埋入深度，F_{cy} 是基础混凝土的短期容许压缩应力度（$=2/3F_c$），l 是基础混凝土上端至柱反弯点的高度，

F_c 为基础混凝土的设计基准强度。

(b) 屈服轴力

埋入式柱脚的屈服轴力采用底板下侧与基础混凝土间的屈服承压承载力。屈服张拉轴力采用底板上侧与基础混凝土间的屈服承压承载力和锚栓的屈服张拉承载力中的大值。但如锚栓的锚固没有充分保证时，不能考虑其承载力。

(4) 最大承载力

(a) 最大弯曲承载力

由基础混凝土的最大承压承载力作为埋入式柱脚的最大弯曲承载力 M_u，由图-4.8.7（b）所示的从承压应力分布推导公式（4.8.14）表示。此时的柱剪切力 Q_u 由式（4.8.15）表示。

$$M_u = F_{cu} \cdot B_c \cdot l\{\sqrt{(2l+d)^2+d^2}-(2l+d)\} \tag{4.8.14}$$

$$Q_u = \frac{M_u}{l} \tag{4.8.15}$$

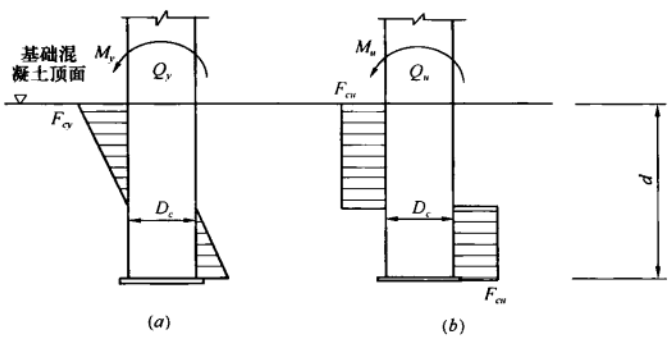


图-4.8.7　埋入部钢柱周围的承压应力状态（出处 1）

（a）屈服承载力时；（b）最大承载力时

其中，M_u 是埋入式柱脚的基础梁上端的最大弯曲承载力，F_{cu} 为基础混凝土的最大承压强度 $F_{cu}=1.0F_c$，柱子为中空钢管且管壁内不设置加劲肋限制其变形时 $F_{cu}=2/3F_c$。

(b) 最大轴力

底板下侧和基础混凝土间的最大承压承载力作为埋入式柱脚的最大压缩轴力。最大张拉轴力取底板上侧与基础混凝土之间的最大承压承载力或底板的抗拔承载力二者中的小值。这里，底板的抗拔承载力取锚栓的最大张拉承载力或底板的抗拔时发生的基础混凝土的冲切破坏承载力二者中的大值。但如锚栓的锚固没有充分保证时，不能考虑其承载力。

(5) 外侧柱的弯曲承载力

(a) 屈服弯曲承载力

埋入式柱脚的外侧柱，由于外侧方向的混凝土保护层厚度较小，容易发生冲切破坏，必须考虑用 U 型补强钢筋和锚固钢筋进行加强。进行加强后的屈服弯曲承载力 M_y，由图-4.8.8所示的从平衡条件根据以下公式求解。

剪切力向建筑物外侧方向作用时（图-4.8.8（a）所示），

$$M_y=\left\{T_y-\frac{3}{4}F_{cy}\cdot B_c(l+d)+\sqrt{\frac{9}{16}F_{cy}^2\cdot B_c^2(l+d)^2-\frac{3}{2}F_{cy}\cdot B_c\cdot T_y(l+{}_td)}\right\}l \tag{4.8.16}$$

剪切力向建筑物内侧方向作用时（图-4.8.8（b）所示），

$$M_y=\left\{-\left(\frac{3}{4}F_{cy}\cdot B_c\cdot l+T_y\right)+\sqrt{\frac{9}{16}F_{cy}^2\cdot B_c^2\cdot l^2+\frac{3}{2}F_{cy}\cdot B_c\cdot T_y(l+d+{}_td)}\right\}l \tag{4.8.17}$$

这里，T_y 为加强筋的屈服张拉承载力（$=a_t\cdot F_{ry}$），a_t 为加强筋的截面面积的总和，F_{ry} 为加强筋的屈服强度，${}_td$ 为加强筋的重心位置至基础混凝土上端（荷载方向为图-4.8.8（a）时）或者底板下面（荷载方向为图-4.8.8（b）时）的距离。

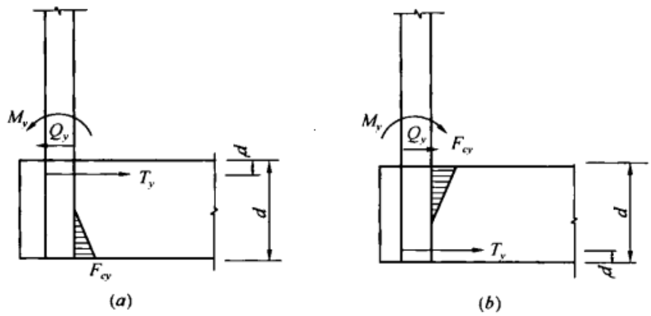


图-4.8.8　外侧柱的抵抗荷载机理（屈服弯曲承载力时）（出处 1）
（a）剪切力向建筑物外侧方向作用时；（b）剪切力向建筑物内侧方向作用时

(b) 最大弯曲承载力

埋入式柱脚外侧柱的最大弯曲承载力 M_u 如图-4.8.9 所示由平衡条件按以下公式求解。

剪切力向建筑物外侧方向作用时（见图-4.8.9（a）），

$$M_u=F_{cu}\cdot B_c\cdot l\left\{\frac{T_y}{F_{cu}\cdot B_c}-l-d+\sqrt{(l+d)^2-\frac{2T_y\,(l+{}_td)}{F_{cu}\cdot B_c}}\right\} \tag{4.8.18}$$

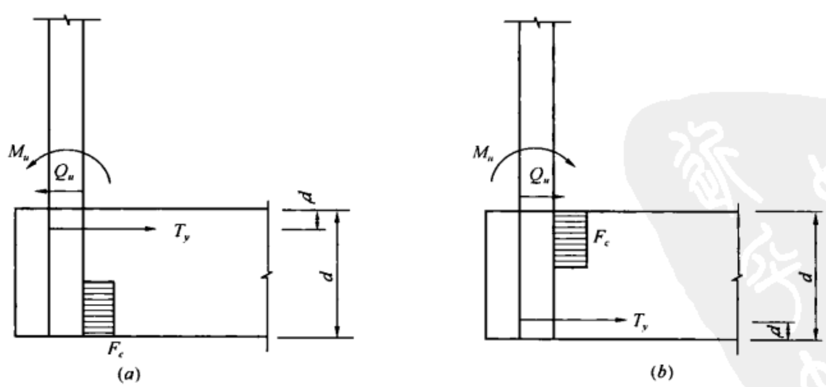


图-4.8.9　外侧柱的抵抗荷载机理（最大弯曲承载力）（出处 1）
（a）剪切力向建筑物外侧方向作用时；（b）剪切力向建筑物内侧方向作用时

剪切力向建筑物内侧方向作用时（见图-4.8.9（*b*）），

$$M_u = -(F_{cu}\cdot B_c\cdot l^2 + T_y\cdot l) + F_{cu}\cdot B_c\cdot l\sqrt{l^2+\frac{2T_y(l+d-{}_td)}{F_{cu}\cdot B_c}} \quad (4.8.19)$$

出处

1　(社)日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2006

2　青木博文：鉄骨構造，森北出版(株)，1978

3　(財)日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説，2003

4　2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007

参考文献

1)　(社)日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998

2)　(社)日本建築学会：鋼構造設計基準－許容応力度設計法－，2005

3)　CEN(European Committee for Standardization)：Eurocode3－Design of Steel Structures，1993

4)　(社)日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事，2007

5)　(社)日本建築学会：軽鋼構造設計施工指針・同解説，1985

6)　(社)日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第 2 版，2006

7)　建設省住宅局建築指導課監修，鉄骨構造標準接合部委員会编：SCSS－H97 鉄骨構造標準接合部，技報堂出版(株)，1996

8)　(財)日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説，2003

9)　(社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作编，2007

第 5 章

抗震设计法



5-1　以建筑物规模来区分的结构计算方法

新抗震规范制定（1981 年）之后，时隔约 20 年后建筑基本法令被修改（1998 年），并在 2000 年全面实施。此次修改的内容，以下面 3 点为中心：

① 圆滑的引进多种多样的材料、施工方法、设备等，有助于性能规定的导入

② 为确保限制的实效性而坚持对工程监督管理及检查的彻底性

③ 建筑物施工图审批等对民间企业的开放

但 2005 年发生抗震强度伪造问题后，重新修正结构设计规范以及明确计算过程已成为当务之急。受到此影响，2006 年公布了《为了确保建筑物的安全性，建筑基准法的一部分法律修正》，并于 2007 年 6 月实施。其中给设计者造成了很大影响的是，建筑物施工图审批、审查的严格化并且增加了结构计算合法性判定。该修正颁布以前是由特定行政厅等委托的施工图审批的方法以告示决定，审查其是否合法，明确法律责任。并且，一定规模以上的建筑物的结构设计、计算，除了施工图审批以外，规定了同时必须由结构专家审查其结构设计、计算合法性判定，此为法定义务。

建筑基准法（以下简称法）第 20 条，根据建筑物的各自规模进行区分，必须按规范和法律进行设计、计算。具体的是以下 4 个区分，根据第二号和第三号《结构设计、计算的合法性判定》的是否需要进行分类。

第一号：高度超过 60m 的超高层建筑物，为需要国土交通部特别认定的建筑物

第二号：高度在 60m 以下的建筑物中，必须通过结构计算合法性判定的建筑物

第三号：高度在 60m 以下的建筑物中，除了使用国土交通部的认定一贯解析程序时，不需要通过计算合法性判定的建筑物

第四号：不需要结构计算的建筑物

图-5.1.1 表示了上述结构关系规定的适用关系。同时，表-5.1.1 表示了保有水平承载力计算（包含容许应力度计算）、极限承载力计算、能量解析法、时程反应解析的特征。

表-5.1.1　各种设计法的特征

	保有水平承载力计算（容许应力度等计算）	极限承载力计算	能量法	时程反应分析
抗震评估	地震时反应值不明 能掌握破坏机理状态	地震时反应值的直接评价 能掌握破坏机理状态	建筑物的能量吸收能力的评价	地震时反应值的直接详细评价
极限值（评价项目）	承载力（应力）（韧性→D_s→必要承载力）	承载力（应力）变形	能量吸收量	应力变形
设计用地震作用	地表面的地震力（地基类别 3 种）	加速度反应谱考虑建筑场地的地质特征	能源的速度换算值考虑建筑场地的地质特征	加速度反应谱考虑建筑场地的地质特征
使用方法	静力分析	反应谱	能量的平衡	时程反应分析
优点	方法简单	能包括地震动在内的作用	消能减震结构的设计可能	能进行详细的评价

续表

	保有水平承载力计算（容许应力度等计算）	极限承载力计算	能量法	时程反应分析
缺点	性能的评价较难	有适用范围限制 单质点的评价范围	正确的变形评价较难	必须由交通部认定

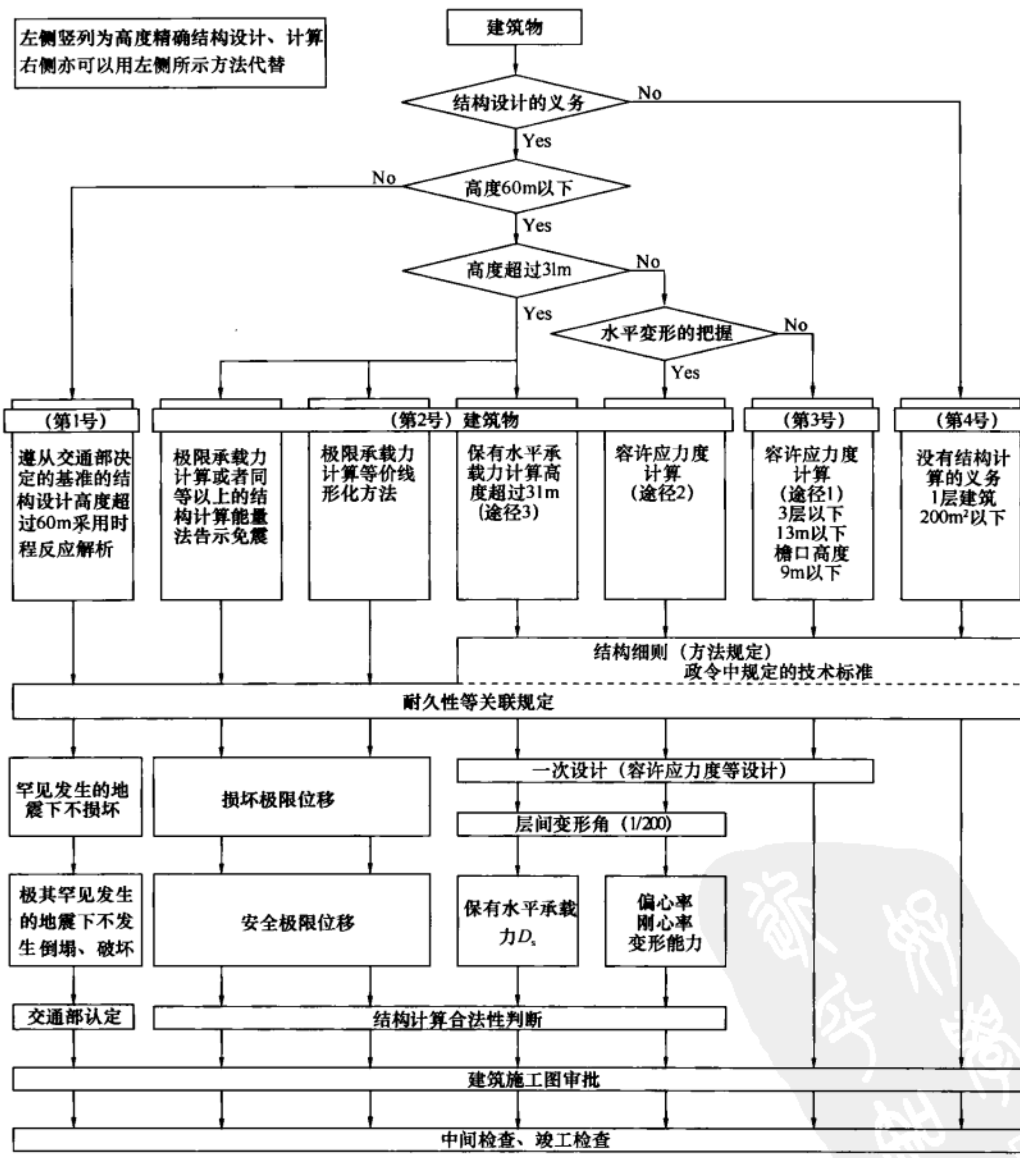


图-5.1.1 结构关系规定的适用关系图

5-1-1　第一号建筑物的结构计算方法

(1) 第一号建筑物对象的钢结构建筑物

高度超过 60m 的超高层建筑物。

(2) 第一号建筑物的结构设计、计算方法

法第 20 条第一号及建筑基准法施行令（以下简称令）第 36 条第一款，关于超高层建筑物的结构方法，规定以下 2 个项目：

① 为了掌握由荷载、外力作用于建筑物以及在其各部分连续产生的力和变形，在原则上根据结构计算来确认安全性，并接受国土交通部的认定。

② 应符合由政令所决定的耐久性等关联规定。

对确认超高层建筑物安全性具体的结构设计、计算的基准是，令第 81 条第 1 款四号中规定结构承载力上的安全确认方法必须与国土交通所定基准相符合。由国土交通部所定基准的告示有平 12 建告第 1461 号（改正告示 平 19 国交告第 622 号），其中规定如下：

a) 由假定的地震加速度直接入力，通过逐次计算确认其安全，使用所谓的时程反应解析法确认其安全性。

b) 应适当考虑竖向地震、与地震成直角方向的水平运动、地震作用的相位差的影响。

5-1-2　第二号建筑物的结构计算方法

(1) 第二号建筑物对象的钢结构建筑物

高度在 60m 以下，除第三号以及第四号范围的钢结构建筑物以外的全部钢结构建筑及使用由国土交通部认定的通用程序确认安全性的建筑物或者构筑物。

(2) 第二号建筑物的结构设计、计算方法

法第 20 条第二号、令第 36 条第 2 项、令第 36 条的第 2 以及告示平 19 国交告第 593 号规定了其对象是建筑物高度在 60m 以下，建筑物范围中规模相对较大建筑物的结构设计方法。对于结构计算方法规定以下的条款：

① 应掌握受到地震作用后的建筑物的地上部分各层产生的水平方向的变位（法第 20 条）。

② 也适用关于超高层建筑物基准。

③ 接受法第 6 条规定的结构设计、计算合法性判定。

④ 根据令第 81 条第 2 款所定基准进行结构设计、计算。进而使用由国土交通部认定的一贯通用程序。

这里，令第 81 条第 2 款所定的结构设计、计算，根据建筑物的高度遵守以下规定。

a) 高度超过 31m 的建筑物

● 遵守政令有关耐久性等规定关于结构方法的技术标准（从令第 36 条至令第 80 条 3 为止，但螺栓关系的规定除外），按保有水平承载力计算（途径 3 计算）或者同等以上的方法进行的结构计算。

●遵守政令有关耐久性等规定，按极限承载力计算或者同等以上的方法进行结构计算。

b）高度 31m 以下的建筑物

●遵守政令有关耐久性等包括结构方法的技术标准（从令第 36 条至令第 80 条 3 为止）规定，按容许应力度计算（途径 2 计算）或者同等以上的方法进行结构计算。

●也适用于高度超过 31m 建筑物所遵照的结构计算方法。

5-1-3 第三号建筑物的结构计算方法

(1) 第三号建筑物对象的钢结构建筑物

是指除地下层外地上为 3 层以下，高度为 13m 以下以及檐口高度为 9m 以下，属于以下 a)，b)，c）的建筑物（告示 平 19 国交告第 593 号第一号规定）。但除去第四号钢结构建筑物。

a）按途径 1-1 进行计算的钢结构建筑物

●形成框架柱的间距在 6m 以下。

●总建筑面积在 $500m^2$ 以内。

●从令第 82 条第一号至第三号止所规定的容许应力度等进行计算时，地震力算出（令第 88 条第 1 款规定）的标准剪切力系数应取 0.3 以上，确认其安全性。

●负担水平力的支撑在轴部方向屈服时，应确保其端部以及连接部分不破坏。

●使用厚度在 6mm 以上的冷轧成形方钢管时，依据钢材的种类以及梁柱连接的结构形式对于产生的应力乘以增大系数后进行验算并符合要求。

b）按途径 1-2 进行计算的钢结构建筑物

●除地下层外地上为 2 层以下的建筑物。

●形成框架柱的间距在 12m 以下。

●多层建筑的总建筑面积在 $500m^2$ 以内（单层建筑在 $3000m^2$ 以内）。

●从令第 82 条第一号至第三号止所规定的容许应力度等进行计算时，地震力算出（令第 88 条第 1 款规定）的标准剪切力系数应取 0.3 以上，确认其安全性。

●负担水平力的支撑在轴部方向屈服时，应确保其端部以及连接部分不破坏。

●各层的偏心率不超过 0.15。

●必须确认结构主体部分的梁或柱以及梁柱连接部不发生局部失稳、破坏等。除此之外结构主体部分的柱脚和基础连接的锚栓和基础等必须确认不发生由于种种原因引起的承载力急剧下降而破坏。

●使用厚度在 6mm 以上的冷轧成形角钢管时，依据钢材的种类以及梁柱连接的结构形式对产生的应力乘以增大系数后进行验算并符合要求。

c）事先经过国土交通部的认证，认可其结构安全性的建筑物或者构筑物的部分。

（在本书中，称为途径 1-3 计算）

(2) 第三号建筑物的结构计算方法

法第 20 条第三号及令第 36 条第 3 款，关于第三号建筑物的结构计算方法作以下规定。

① 必须确认结构体的主要部分的应力度不能超过容许应力度。

② 也能适用关于第二号建筑物的结构计算法基准。

③ 适用由政令所定关于耐久性等关联规定的技术基准（从令第 36 条至令第 80 条的 3 为止）。

④ 对于由国土交通部认定的结构，使用被认可的系统进行结构计算（途径 1-3）。

⑤ 除了使用国土交通部认定的一贯通用程序之外，可以省略结构计算的合法性判定。

5-1-4　第四号建筑物的结构计算方法

单层建筑，总建筑面积在 200m² 以下的钢结构建筑物不要求进行结构计算。但必须满足由政令规定包含耐久性等关联规程的所有规格、规定。

5-2　与钢结构相关联的技术规程

在建筑基准法的体系中，结构强度在施行令第 3 章中全部规定了其数值。这是规格规定（令第 3 章中，除第 8 节以外的关于结构计算方法的规定）和第 8 节的结构计算方法所构成。这里，规格规定是指不能通过结构计算来推导，但必须遵守的结构细则，是与性能设计相对的专用语。并且，此规格规定（从令第 36 条至令第 80 条 3 为止）不管结构计算的种类，必须遵守耐久性等关联规定，并与关于结构计算方法的技术规程有所区别。

5-2-1　政令所定耐久性等相关规定

规格规定中的耐久性等相关规定（令第 36 条第 1 款）是不论采用何种结构计算方法都必须遵守的规定。此规定分类为以下项目。

(1) 关于结构设计原则的规定

① 结构设计的原则（令第 36 条的 3）

●结构设计，应根据建筑物的用途、规格、结构物的种类以及根据地质条件有效的设置梁、柱、墙和楼板并确认建筑物在自重、活荷载、雪荷载、风荷载、土压力和地震作用下的结构承载力上安全性。

●结构承载力的主要部分要平衡有效地进行布置，以保证建筑物承受水平力时的结构安全。

●建筑物承受结构承载力的主要部分，不应产生过大的变形和振动，以保持足够的刚度和延性，以避免瞬间的结构破坏。

② 基础（令第 38 条）

●建筑物的基础，应把作用于建筑物的荷载、外力安全地传递给地基。并且，保证地基在沉降、变形范围内结构承载力上的安全性。

●建筑物不采用不同结构形式的异形基础。

●建筑物的基础形式，应考虑建筑物的结构和形态以及地质条件，采用认定的基础结构形式。此时，高度 13m 或者总建筑面积超过 3000m^2 的建筑物，若其基础的作用荷载超过 100kN/m^2，基础的底部（桩基时指桩端）应进入良好的地基持力层。

③ 屋顶装修材料的安全（令第 39 条）

●屋顶面层材料，内装修材料，外装修材料，独立外墙以及广告塔，装饰塔和其他建筑物的室外的附属体，在风压、地震作用及其他振动时不能脱落。

(2) 关于材料质量的规定

① 木材的质量（令第 41 条）

●结构承载力上的主要部位所使用的木材的质量，应保证在木节、腐蚀、纤维的倾斜、圆木料方面不存在缺陷。

② 混凝土材料（令第 72 条）

●骨料、水以及混合材料，不含有对钢筋或者混凝土有害的酸、盐、有机物或者泥土。

●骨料的大小，应确保能顺利通过钢筋和底板相互间的间距。

●骨料，应选用合适的粒径和形状，以保证达到混凝土所需的强度、耐久性和耐火性。

③ 混凝土的强度（令第 74 条）

● 4 周压缩强度为 12N/mm^2 以上（使用轻量混凝土时，为 9N/mm^2）。

(3) 关于构件的耐久性等的规定

① 结构构件的耐久性（令第 37 条）

●结构承载力上主要部分有腐蚀、腐朽以及磨损的可能时，应采用不易腐蚀、腐朽、不易磨损的材料并采取防锈、防腐和防止磨损的有效措施。

② 钢筋的保护层厚度（令第 79 条）

●对钢筋而言混凝土的保护层厚度，抗震墙以外的墙或者楼板应大于 2cm，抗震墙、梁柱应大于 3cm，直接与土接触的梁、柱、墙板或者条形基础上的立墙应大于 4cm，基础（除条形基础上的立墙）除了垫层部分以外应大于 6cm。

③ 钢材的保护层厚度（令第 79 条 3）

●对钢材而言混凝土的保护层厚度应大于 5cm。

(4) 关于施工时应考虑的相关规定

① 桩基础（令第 38 条第 5 款）

●受锤击、压力或者振动的桩，应保证其在受力时或受其他外力时的桩身的结构承载力上的安全性。

② 混凝土的养护（令第 75 条）

●在混凝土浇筑时和浇筑后 5 日之内，应保持温度的下降在 2℃之间，并且，必须严格养护以免由干燥、振动而影响混凝土的硬化。当采用促使混凝土凝结和硬化措施时，不受以上条件制约。

③ 模板和钢管架的拆除（令第 76 条）

●结构承载力上主要部分的模板和钢管架拆除时，应保证混凝土在受自重以及施工荷载下不产生显著变形或者裂纹。

(5) 关于热量等验证项目的规定

柱的耐火涂料（令第 70 条）

●除地下层外地上层在 3 层以上的建筑物，通常的火灾发生并产生热量时，加热开始后 30 分钟内必须保证结构承载力主要部分上不发生有障碍的变形、熔融、破坏和其他损伤。（告示平 12 建告第 1356 号）

5-2-2　有关钢结构的结构设计方法的技术规定

除去有关钢结构耐久性等关联规定的规格规定，在令第 3 章第 5 节第 63 条～第 70 条里作了有关钢结构的结构设计方法的技术规定。

① 结构材料（令第 64 条）

●钢结构建筑物所使用的结构材料，必须为碳素钢、不锈钢或者铸铁。

●铸铁构件不能使用在承受压缩应力和接触应力以外的部位。

② 压缩杆件的长细比（令第 65 条）

●柱为 200 以下，柱以外的构件为 250 以下。

③ 柱脚（令第 66 条）

●作为结构承载力上的主要部位的柱脚，应根据国土交通部所定基准（告示 平 12 建告第 1456 号，改正告示 平 19 国交告第 1229 号）选择采用外露式柱脚、外包式柱脚或者埋入式柱脚，以确保结构柱构件与基础的有效连接（参照 4-8）。

④ 连接（令第 67 条）

●作为钢结构构件的连接，应选择所规定方法中的螺栓连接（总建筑面积 3000m² 以下，檐口高度 9m 以下，梁的跨度 13m 以下，并实施螺栓松动防止措施）、高强螺栓连接、焊接连接、铆接连接（不锈钢时除外）。

●钢结构的拼接部分以及梁柱连接部的结构形式，必须采用国土交通部的方法（告示平 12 建告第 1464 号）。

⑤ 高强螺栓、螺栓、铆钉的间距和孔径（令第 68 条）

●高强螺栓、螺栓、铆钉的相互间的中心距离为其直径的 2.5 倍以上。

●高强螺栓的孔径为螺栓直径＋2mm（当高强螺栓直径在 27mm 以上为＋3mm）。

●螺栓的孔径为螺栓直径＋1mm（当螺栓直径在 20mm 以上＋1.5mm）。

●铆钉必须充分埋入孔中起到锚固作用。

⑥ 斜杆、墙构件等的设置（令第 69 条）

●由型钢、棒钢、结构用钢缆构成的斜杆及钢筋混凝土结构的墙体、楼板、屋面板等，作为建筑物构件时要进行有效的平衡布置。

●根据国土交通部所定结构计算方法（告示 昭 62 建告第 1899 号，改正告示 平 19 国交告第 617 号）确认有安全性时不受此限制。

⑦ 柱的耐火涂料（令第 70 条）

●除地下层外地上层在3层以上的建筑物，通常的火灾发生并产生热量时，加热开始后30分钟内必须保证结构承载力上主要部分不发生有障碍的变形、熔融、破坏和其他损伤。(告示 平12建告第1356号)

并且，关于钢结构的拼接和梁柱连接部的形式，国土交通部所定的结构方法（告示 平12建告示第1464号）作了以下规定。

⑧ 高强螺栓、螺栓和铆钉

a）螺栓等边缘距离

●将“剪切边缘或手焊切割边缘”和“滚轧边缘，自动焊切割边缘或机械切割边缘”进行区分，规定其边缘距离。

b）高强螺栓摩擦连接的摩擦面处理

●碳素钢应除去表面黑皮后自然放置待其表面产生红锈状态，或者采取其他措施保证其表面具有同等以上的摩擦系数状态（确保摩擦系数在0.45以上）。

●不锈钢应采用渗入无机不锈钢粉末的涂料进行表面处理或不锈钢粉末等离子溶解处理，保持有摩擦系数0.45同等以上的状态。

●碳素钢表面镀锌处理时，应降低摩擦系数进行结构计算。(通常取摩擦系数为0.40)

⑨ 焊接连接时

a）对焊缝部分，确保其不发生如割裂、内部缺陷等引起结构承载力上有障碍的缺陷。

因此，为保证达到上述目的必须进行非破坏检查即超声波探伤检查。一般其方法及判定标准根据《日本建筑学会 钢结构建筑焊接部的超声波探伤检查规范、同解说》执行。

除此之外，以下的3个项目为焊接部的外观检查必须保证项目。其测量方法根据《日本建筑学会 钢结构精度测量指南》执行。

1）当横隔板和梁翼缘中间竖向钢板厚度比梁翼缘厚时，梁和柱连接部的横板与梁翼缘的高低错位值，应保持在梁翼缘板厚度的1/4以下并且小于5mm。当竖向钢板的厚度比梁翼缘板薄时，错位值应保持在梁翼缘厚度的1/5以下并且小于4 mm。但如有其他适当的补强措施可不受此限制。其他补修方法，可参照建筑研究所监修《完全焊透型拼接的错位连接的检查、补强手册》。

2）完全焊透型拼接的错位值，当钢材的厚度在15mm以下时应小于1.5mm；当钢材的厚度超过15mm时取厚度的1/10以下并且小于3mm。这里，关于横贯通隔板和梁翼缘的焊接，梁翼缘板必须在横贯通板的厚度内焊接，如能适当补强，没有特殊的限制。

3）不允许超过0.3mm的咬边的存在。但如咬边的总长占焊缝总长的10%以下，并且截面不是锐角时，可允许深度1mm以下的咬边。

以上规定参照图-5.2.1。

b）应该根据被焊接钢材的种类，选用与其具有相同性能的焊接材料。

●作为焊接金属强度的确保条件，焊接时的热量控制和焊层温度的管理在JIS Z 3312解说的表中作了规定。根据此规定，在实际的焊接施工中，执行对热量的控制和焊层间的温度管理，确保焊接金属的强度和韧性。

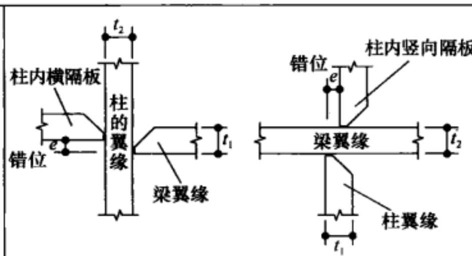
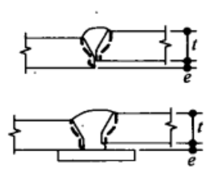
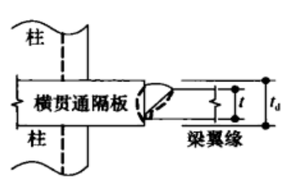
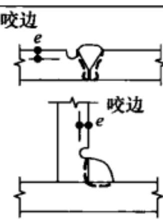
(1) 柱内横隔板与梁翼缘的错位		$t_1 \geq t_2$ $e \leq t_1/5$并且$e \leq 4$mm $t_1 < t_2$ $e \leq t_1/4$并且$e \leq 5$mm
(2) 焊透型焊接拼接的错位		$t \leq 15$mm $e \leq 1.5$mm $t > 15$mm $e \leq t/10$mm 并且$e \leq 3$mm
		梁翼缘必须保持在横贯通隔板厚度内的焊接
(3) 咬边		$e \leq 0.3$mm 但如为焊接长度的1/10以下并且截面不为锐角，不允许存在 1mm 以下的缺陷。

图-5.2.1　焊接错位精度标准

5-3 保有水平承载力计算

5-3-1　地震作用下等效荷载的计算

讨论地震时结构物的抗震安全性时，一般都按照静力荷载解析方法进行。即是将时刻在变化的地震作用下的等效荷载置换成静力荷载，然后将此静力荷载作用在建筑物上，对其各构件的安全状态所进行设计。但结构比较复杂的超高层建筑和隔震建筑等，必须采用在地震作用下时刻在变化的动力分析方法进行设计。

无论是静力分析方法或动力分析方法，为了讨论建筑物的抗震安全性，选择合适的建筑物解析模型和地震力计算尤为重要。这里，对使用静力分析方法时的地震力的设定方法和注意点

进行阐述。

对设防地震进行容许应力度设计即一次设计。对罕遇地震进行保有水平承载力设计即二次设计。一次或二次设计用地震作用下的等效荷载，由公式（5.3.1）所示的设计用地震剪切力（Q）求解（令第 88 条）。

$$Q_i = C_i \cdot W_i \tag{5.3.1}$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot D_s \cdot F_{es} \cdot C_0 \tag{5.3.2}$$

这里，Q_i 为 i 层的设计用地震层剪切力，W_i 为 i 层以上层的总重量，C_i 为地震层剪力系数，Z 为地震区域系数，R_t 为振动特性系数，A_i 为 C_i 在建筑高度方向的分布表示系数，C_0 为标准剪切力系数，D_s 为结构特性系数，F_{es} 为形状系数。对一次设计 $C_0 = 0.2$ 及 D_s 和 F_{es} 都取 1.0。所以，对于偏心大的建筑物在一次设计时必须考虑对其进行扭转的修正。

地震区域系数 Z，是根据设计对象所在区域的地震活动度的地震作用下等效荷载的折减系

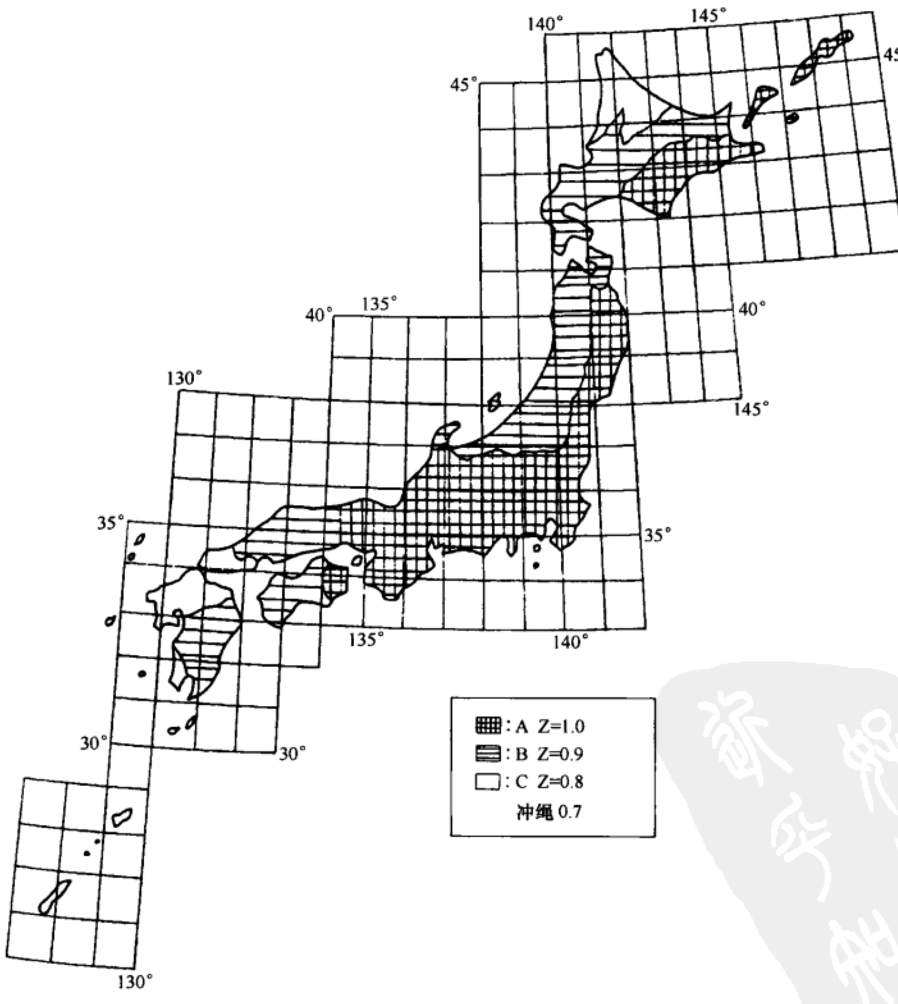


图-5.3.1　地震区域系数 Z（出处 1）

数。Z 是根据过去年代的地震发生状况按图-5.3.1 所示，根据设计对象所在区域选择 1.0 至 0.7 范围内的系数（告示 昭 55 建告第 1793 号 改正告示 平 19 国交告第 597 号内容）。

振动特性系数 R_t 是根据建筑物在弹性范围内时的固有周期 T 和拟建场地和地基特性的关联系数，由公式（5.3.3）表示。

$$\begin{cases} 1 & T < T_c \\ 1-0.2(T/T_c-1)^2 & T_c \leqslant T < 2T_c \\ 1.6T_c/T & 2T_c \leqslant T \end{cases} \tag{5.3.3}$$

$$T = (0.02+0.01\alpha)h \tag{5.3.4}$$

这里，α 为钢结构部分的高度与建筑物总高度的比，h 为建筑物高度（m），T_c 参照表-5.3.1。

其中，建筑物的固有周期 T 可以用质量 m 和刚度 K 来表示。

$$T = 2\pi\sqrt{m/K} \tag{5.3.5}$$

质量 m，刚度 K 的单质点振动系，在 1g 的重力加速度（$1g=980\text{cm/s}^2$）加力作用下其质点的变形 $\eta=mg/K$，周期 T（sec）可用变形 η（cm）来表示。参照附录 3 A3=2。）

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}}\cdot\sqrt{\frac{mg}{K}} = \frac{1}{5}\sqrt{\eta} \tag{5.3.6}$$

拟建场地的特征周期值 T_c 如果是岩石地基则周期较短，如果是软弱地基则周期较长。根据场地的特征，由表-5.3.1 所示将土的类别分为 3 类进行评估。实际设计时，结构物的固有周期 T 和场地土的特征周期值 T_c 所形成的关系就很重要了。所以，振动特性系数 R_t 与建筑物的固有周期 T 形成函数，不考虑衰减作用由场地土的加速度反应谱求解。图-5.3.2 所示为振动特性系数 R_t。从图-5.3.2 所知，虽然周期越长地震力就越小，但亦根据土的类别而不同。周期长时，场地土类别越软弱地震力越大。

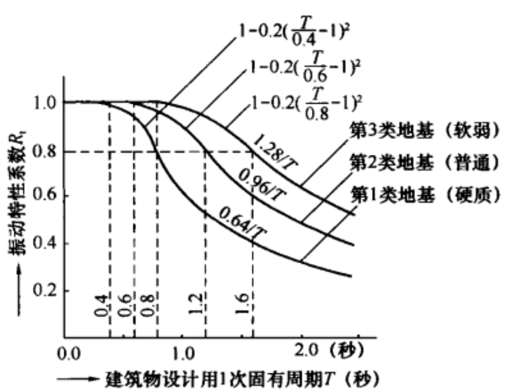


图-5.3.2　振动特性系数 R_t

表-5.3.1　场地土类别

土的类型	场地土类型划分和特征	T_c
第 1 类场地土	由岩石、硬质砂砾层及其他主要是第 3 纪以前堆积形成的场地土或者是根据对周期等的调查及研究结果，确认有同等程度的场地土	0.4
第 2 类场地土	第 1 类和第 3 类场地土以外的场地土类型	0.6
第 3 类场地土	由腐殖土、淤泥土或其他类似土占大部分比率所构成的冲积层（如有回填土也包含），其深度大约在 30m 以上的场地土。由沼泽、淤泥等经回填场地土的深度约在 3m 以上，并且回填历史在约 30 年以下的场地土。或者是根据对场地土周期等的调查及研究结果，确认有同等程度的场地土	0.8

地震层剪力分布系数 A_i 是由地震层剪力系数 C_i 在建筑物高度方向的分布来表示的系数，

由公式（5.3.7）求解。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i\right)\frac{2T}{1+3T} \tag{5.3.7}$$

这里，α_i 为 i 层以上的重量和建筑物全部重量的比，T 为由公式（5.3.4）求得的建筑物的固有周期。图-5.3.3 所示为 A_i 的分布。从此图明显可知，固有周期越长的建筑物其顶部的地震剪力系数就越大。

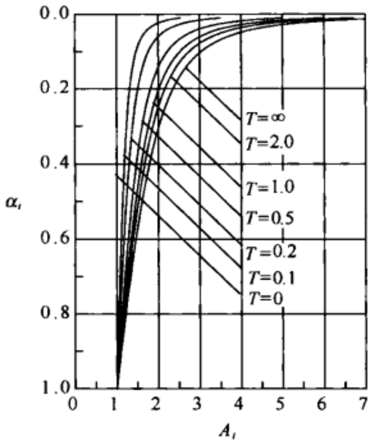


图-5.3.3　地震层剪力分布系数 A_i

关于地震层剪力分布系数 A_i，由使用精确计算法时的反应谱提示所得。具体是，根据模型的各振型的二次方的平方根（SRSS 方法-Square Root of Sum of Square）求解。但作为 A_i 的数值，必须将 $A_1=1$ 设为基准。此时，加速度反应谱就能使用振动特性系数 R_t 了。

即，

$$A_i = \frac{A'_i}{A_1} \tag{5.3.8}$$

其中，A'_i 为各层的加速度分布

$$A'_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{k}\left(\sum_{m=i}^{n} w_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_t(T_j)\right)^2} \Big/ \sum_{m=i}^{n} w_m \tag{5.3.9}$$

这里，n 为建筑物的层数，w_m 为第 m 层的重量（kg），$\beta_j \cdot U_{mj}$ 为第 m 层的 j 次刺激函数，T_j 是通过固有值解析所求得的建筑物的 j 次固有周期（秒），$R_t(T_j)$ 是对应于 T_j 的加速度反应谱的数值（振动特性系数 R_t 的相对应于 T_j 的值也能用），k 为通常考虑的最高次数 3。

5-3-2　保有水平承载力的计算方法

建筑物的保有水平承载力是建筑物在水平外力作用下一部分或者全部形成破坏机构状态时的柱、支撑等抗侧力构件的水平剪切力的总量。保有水平承载力（令第 82 条）的设计中，必须计算由长期和短期荷载以及外力作用下在结构承载力上主要部分所产生的应力。该应力能使用固定法和水平 D 值法来求解，但现在几乎都是通过电脑使用矩阵法来求解的。通常先计算长期荷载、积雪荷载、风荷载和地震作用下的各应力，并确认其应力组合值是否满足长期容许应力度或短期容许应力度的计算过程称为一次设计。进而作为二次设计须根据应力计算结果确认其层间位移角（令第 82 条 2）、刚性率、偏心率（令第 82 条 6）。在建筑物的高度方向如竖向抗侧力构件的刚度突变，则刚度小的楼层势必在地震时容易产生过大变形和损坏集中。刚性率是将各楼层在水平方向的变形能力用建筑物整体来表示的抗震性能指标。地震时建筑物承受的地震力是作用在建筑物的重心处，建筑物在产生水平方向变形时，由于重心和刚心不一致而引起扭转。重心和刚心距离相差越大的建筑物，其远离刚心最外侧转角部分构件的侧移量明显增大，从而产生的水平地震力随之增大，容易引起破坏。由重心和刚心的偏位所引起的扭转耦联振动结果来表示的指标称为偏心率。对上述刚性率及偏心率应进行评估并确认其保有水平承载力。保有水平承载力的计算，适用于高度在 60m 以下的所有建筑物，但必须经过结构设计

计算合法性判定。

① 应考虑建筑物在平面内刚度的偏移和竖向刚度的平衡。

② 应明确组成架构构件的梁、柱、剪力墙以及支撑的强度和变形能力。

③ 各抗侧力构件所承担水平力的比率。

在保有水平承载力的计算中，根据以上项目求出建筑物的必要保有水平承载力，并确认建筑物本身具有的保有水平承载力必须超过其必要保有水平承载力。令第 82 条 3 中对保有水平承载力的计算方法规定为由交通部所定方法，其内容表示在告示 平 19 国交告第 594 号第 4 条中。

(1) 保有水平承载力计算的原则

① 架构的力学模型化

1 次设计时，关于在地震作用下作为结构承载力上的主要部分的构件所形成架构，应该由其力学模型适当反应出其弹塑性状态。此时，应注意以下几点。

a）构件的恢复力特性

梁柱构件的弹塑性状态，通过构件端部的塑性铰领域以滞回性能的刚塑性弹簧进行评估。因为考虑柱构件的轴力影响时，构件两端用多弹簧进行评估（图-5.3.4）。

钢结构中一般对钢材的恢复力假定为滞回性能。此时，作为构件在其截面最外缘屈服后，进而引起截面全体都屈服的塑性弯矩。此种特性严格上讲呈现曲线关系，截面在达到塑性弯矩前属于弹性范围领域，在此以后属于塑性范围领域并以滞回性能力学模型表示为多。图-5.3.5 所示为一般的钢梁的滞回性能恢复力。构件承载力的计算时使用的钢材等材料强度，采用由政令等所规定的数值。因为通常的材料中实际屈服强度比 JIS 规格的数值要大，所以在保有水平承载力计算时材料强度取 1.1 倍（告示 平 12 建告第 2464 号第 3，改正告示 平 19 国交告第 623 号）。同样在构件的恢复力特性的力学模型里，曲线折点处取塑性弯矩的 1.1 倍。

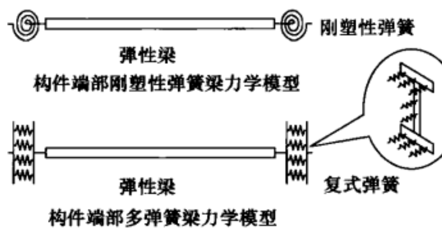


图-5.3.4　构件端部弹簧的模型化

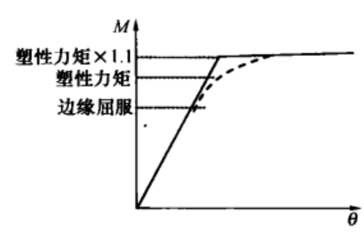


图-5.3.5　钢梁构件的弯曲恢复力

b）组合型梁的评估

关于钢结构中的梁与混凝土楼板一体形成组合型梁时，考虑组合型梁的刚度为弹性刚度。一般情况下对于正弯曲时作为完全组合型梁，对负弯曲时作为钢梁来求其刚度，并采取上述两者的平均值作为组合型梁的弹性刚度为多。梁构件的承载力按钢梁的承载力评估，组合型梁的承载力上升部分作为余量的考虑方法较多；组合型梁的承载力计算时，完全组合型梁的连接锚栓必须验算。

c）梁柱连接部节点的评价

梁柱连接部节点域在屈服后，梁端屈服承载力不能再继续发挥，在荷载增量解析中不考虑

连接节点域的非线性变化时，有过大评估建筑物承载力的可能性。因此，连接节点域的不发生剪切屈服由其他途径讨论，有必要按考虑连接节点域的非线性变化的模型进行荷载增量解析。

d）梁的横向失稳的评价

一般的通用解析程序，因为没考虑梁的横向失稳后的承载力的降低，所以有必要对能使梁发挥塑性弯矩的横向补刚方法进行讨论。并且，有必要对横向补刚构件对梁构件下翼缘实际上的横向约束尺寸，构造要求和补刚构件的必要刚度进行研讨。

e）梁中央部的评价

由荷载增量法解析时，假定在梁的端部发生塑性铰，而在梁的中央部分是不发生屈服的。所以，特别类似大跨度梁的长期应力很大的构件，构件中央部分是否会产生塑性铰需要追加研讨。进而，对中央部截面变小，材质强度降低等也可能引起中央部分产生塑性铰的可能性，应加以必要的注意。

f）支撑的评价

设置支撑杆件有X形和K形。在期待压缩支撑杆件的承载力时，一对支撑的水平剪切承载力为受压侧支撑的屈服时的水平力的2倍。或者，求出受压侧的承载力降低的承载力曲线，并结合受拉侧支撑的承载力曲线和变形，也可采用将两者加起来进行评估。

如果仅期待支撑受拉构件的承载力时，一对拉压构件的支撑的水平剪切承载力可采用受拉构件的屈服水平剪切承载力，不考虑受压构件的水平剪切承载力。

g）支撑结构的向上受拔承载力

支撑结构的基础向上受拔，桩的受拔，对于地基和桩的下沉而言，向上受拔的极限破坏承载力，根据桩的抗拔承载力以及地基和桩的压缩承载力来计算决定。此时，约束支撑结构变形的平面内的边界梁以及平面外的效果也必须适当加以考虑。但可不必考虑建筑物全体的倾覆。

② 荷载增量解析法的荷载分布

荷载增量解析法的外力分布，根据与地震力的作用相近似的水平方向的外力分布来设定。但建筑物在水平外力的作用下破坏时的承载力，因为在很大程度上依存于外力的分布形状，原则上采用根据 A_i 分布的外力分布。根据 A_i 分布的外力分布，是对构件在塑性区域内接近破坏状态达到变形状态时的近似外力。因此，A_i 分布结果是越在高层部分承受外力越大。建筑物的承载力评价也是高层部分大，低层部分小。

根据 A_i 分布的外力分布来求解保有水平承载力时，各层的保有水平承载力的分布也为 A_i 分布，所以其地震层剪力分布是按比例的。对于荷载增量解析，是根据 A_i 分布对地震层剪力分布按比率逐渐上升进行解析计算。5-3-3所阐述的必要保有水平承载力由各层结构特性系数 D_s，加上形状系数 F_{es} 的影响进行计算。因为必要保有水平承载力分布与外力分布不一致，所以应该求解能包络全层 D_s 和 F_{es} 最大的层的保有水平承载力。此时，$D_s \cdot F_{es}$ 在全层不是一定数时，求解保有水平承载力的外力分布也可以根据必要保有水平承载力外力分布（Q_{um} 分布）计算保有水平承载力。

③ 荷载增量解析法以外的计算方法

对于保有水平承载力计算除荷载增量解析方法以外，也能用节点分配法、层力矩分配法、假想工作法、极限解析法等进行计算。

节点分配法是满足节点周围的平衡条件，假定节点周围的构件在塑性弯矩以下的弯矩图，

求得其相应各构件的剪切力并以每层合计就成为保有水平承载力。按此方法求出的解，一般不会超过真实的破坏荷载，是作为下界定理被定义。节点分配法求解时，对于节点周围已经屈服的构件的弯矩和未屈服构件进行分配，有必要算出各构件所负担的剪切力。此时的分配比率称为分配率。本来分配率是依存构件的弹塑性状态的，现使用的是根据弹性刚度的比和弹性应力的比来分配的方法。因此，由节点分配法求得的保有水平承载力，有可能出现与 A_i 分布外力分布的不同分布形。

层力矩分配法是将节点周围分配按一次设计用的层力矩的比进行分配的方法，亦能加上上层高的影响进行计算。

假想工作法是对假定的破坏形假定其变形，并忽视其弹性变形仅考虑塑性变形，此时的塑性变形量以假想变位来求其外力和应力，故两者相同原理来求解外力。使用此方法时，其解不会比破坏荷载小，是作为上界定理被定义。

④ 作用方向

原则上，保有水平承载力的计算应在建筑物的垂直两水平方向，对各自的正负地震力进行计算。对建筑物存在偏心时和其角柱，应考虑垂直两方向的地震力影响。一般梁在破坏时，柱构件与垂直的梁因各自（长期应力＋地震应力/$\sqrt{2}$）受到弯曲应力作为双向弯曲构件，确认其是否屈服。

对上下方向的地震力的影响，一般可以不予考虑。但如果是大跨度梁等情况，必须个别研讨。

⑤ 破坏机构的确认

作为架构的破坏形式如图-5.3.6 所示，假定有全体破坏、部分破坏、局部破坏的 3 种情况，在达到破坏状态时各层的结构承载力上主要部分所产生的水平力的总和中的最小值，即为计算架构的保有水平承载力。作为 3 种状态的破坏形式：

(a) 全体破坏（图 -5.3.6(*a*)）：在建筑物所有的梁（除最上层的梁和底层楼板连接的梁）的端部及柱顶和一楼柱脚发生塑性铰，1 层剪力墙的底部发生塑性铰，并加上其他原因整个建筑物在水平方向已经处于不能再承受荷载的状态。

(b) 部分破坏（图 -5.3.6(*b*)）：在建筑物的特定层所有的柱顶和柱脚都发生塑性铰，剪力墙也发生剪切破坏，并加上其他原因建筑物的特定层在水平方向已经不能再承受荷载的状态。

(c) 局部破坏（图 -5.3.6(*c*)）：建筑物的结构承载力上主要部分的特定构件的破坏，虽然对水平力而言架构处于可以继续承受荷载的状态，但对竖直荷载而言，架构的一部分已经不能承受荷载。

此时，外力分布是根据 A_i 分布形而形成，全体破坏时各层的保有水平承载力可以求解。但部分破坏以及局部破坏的情况，除了发生破坏机理层以外的层，可以继续承受更大的水平作用力。为求解未破坏层的保有水平承载力，可以按照保有水平承载力分布来设定外力分布（Q_{un} 分布）。

在荷载增量解析时，当各层的承载力超过其必要保有水平承载力而架构并未达到破坏机理时，也可将已经确认的承载力作为各层的保有水平承载力。此时必要保有水平承载力计算时所采用的结构特性系数 D_s 的计算条件如不考虑脆性构件，那么保有水平承载力的计算也必须应

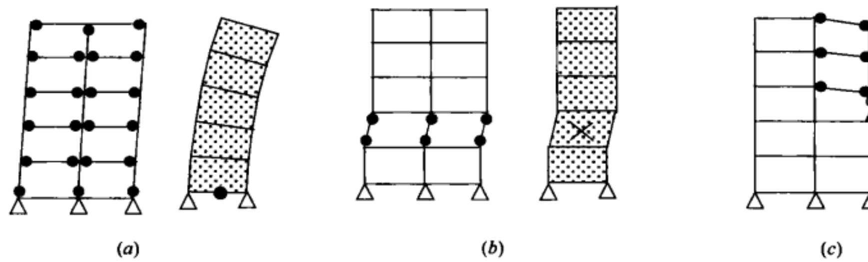


图-5.3.6 破坏机构[1)]

(a) 全体破坏；(b) 部分破坏；(c) 局部破坏

该不考虑脆性构件的承载力。

(2) 有脆性构件情况时的变形能力

有脆性破坏构件存在的建筑物的保有水平承载力，原则上是必须考虑脆性构件在破坏时的变形状态而决定。即，考虑脆性构件的变形性能决定 D_s 值，其保有水平承载力由脆性构件的破坏承载力和延性构件的水平承载力叠加而成。一般的脆性构件，延性构件的恢复力特性可以用图-5.3.7 的 (a) 和(b) 来表示，而对于延性构件在脆性构件破坏以后也能保持充分的变形性能。但作为架构整体而言，作为延性构件的水平承载力如图-5.3.7 (c) 所示使用脆性构件的在破坏时的变形状态 (δ_c) 的负担剪力。此时，发生脆性破坏情况时其应力因为有显著的变化，脆性破坏发生后是不能作为脆性构件保持脆性破坏时的剪力而继续解析的。

脆性构件在破坏时，如在其周围存在有能代替此脆性构件支承纵向荷载构件的条件，可以忽视脆性构件，决定仅由延性构件所形成的建筑物的 D_s 值，并求出其保有水平承载力。此时，必须对周围构件在代替支承脆性构件的纵向力的传递过程中不能发生局部破坏部分进行详细验算。并且，脆性构件所负担的剪力不能包含在架构的保有水平承载力中。

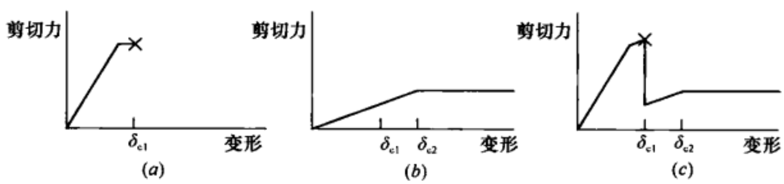


图-5.3.7 构件和架构的恢复力特性

(a) 脆性破坏；(b) 延性构件；(c) 结构全体

(3) 支撑的变形能力

支撑类别为 BA 构件的有效长细比规定为 $495/\sqrt{F}$以下（告示 昭 55 建告第 1792 号，参照改正告示 平 19 国交告第 596 号），负担压力的支撑也不容易失稳，一旦失稳，抵抗能力也大，其滞回曲线和刚框架同样具有吸收较大地震能量的稳定性能。因此，对于 BA 类别的支撑，作为有充分变形能力的构件来处理。

支撑为 BB 构件的有效长细比规定在 $495/\sqrt{F}$以上并且在 $890/\sqrt{F}$以下以及在 $1980/\sqrt{F}$以上。对其中有效长细比在 $1980/\sqrt{F}$以上的支撑构件，因为对于失稳几乎没有抵抗能力仅有张

拉能力，所以应该忽视其抗压能力仅考虑为抗拉的支撑。当支撑构件的拼接部分具有充分的承载力时，可以期待其作为具有一定程度变形能力的构件来处理。

BB 类构件的支撑中，在 $495/\sqrt{F}$以上且在 $890/\sqrt{F}$以下的构件及 BC 类别构件也考虑其压缩强度进行计算，但因受压支撑构件在失稳后的承载力会发生降低，所以应该对其变形能力及承载力降低作出正确评价。

(4) 架构变形能力的确认

为确保各构件的充分变形能力，按下列顺序验算。

① 层间位移角 γ 在必要保有水平承载力时按 $\gamma \leqslant 1/100$ 程度考虑。

② 构件的塑性率，大体标准为柱构件的塑性率≤2，梁构件的塑性率≤4。

③ 与钢管柱相连接侧的 H 形钢梁的破坏防止和措施。

● 梁端处采用改良型工艺切孔或无工艺切孔方式以避免应力集中。

● 采用后切除端板或固定端板消防翼缘的变形约束，避免应力集中。（但采用固定端板时，必须通过焊接技量附加试验）。

● 通过翼缘板的端部加宽以及格构式的加工，以降低焊接连接部分的应力。

● 腹板的厚度降低，以减轻腹板的弯曲负担。

(5) 冷轧成型方形钢管构件的延性确保

在结构承载力上为主要部分的柱构件中采用由冷轧成型材加工的方形钢管时，必须满足（告示平 19 国交告第 594 号第 4）规定的限制。

① 在各层楼板位置考虑柱轴力的影响后，柱的塑性弯矩的总和，与柱连接的梁的塑性弯矩的总和的 1.5 倍承载力或者是梁柱连接节点域连接板的 1.3 倍承载力中较小的承载力值相比，作出是否比其值大的判断。当建筑物的所有层位置的柱构件的承载力的总值大的时候，架构作全体破坏机构处理，不满足此条件时作局部破坏机构处理。此时，1 层柱脚以及最上层柱底除外。

$$\Sigma M_{pc} \geqslant \Sigma \min\{1.5M_{pb}, 1.3M_{pp}\} \tag{5.3.10}$$

这里，M_{pc} 为某层的梁柱连接部在考虑柱轴力影响下的塑性弯矩，M_{pb} 为同层的梁柱连接部的梁的塑性弯矩，M_{pp} 为同层的梁柱节点域连接板的塑性弯矩。当柱构件采用 STKR 材质时，（告示 昭 55 建告第 1791 号第 2 第三号②）规定对全部梁柱连接部柱的承载力的和必须保持在梁的承载力的和的 1.5 倍以上。进而，对 1 层柱，地震时所产生的柱脚的应力必须乘以 1.4 倍（梁柱连接部的结构形式为方钢管内插横隔板形式时为 1.3 倍）以上的增大系数，根据容许应力度设计法进行设计。

② 当判定为局部破坏机构时，该柱构件和 1 层柱脚以及最上层柱顶的柱的承载力根据梁柱连接部形式以及钢管的种类进行下列规定的折减后验算其保有水平承载力。

● 梁柱连接部形式采用方钢管内插横隔板形式

除 STKR 以外的滚轧成型方钢管时，0.80

除 STKR 以外的压轧成型方钢管时，0.85

● 梁柱连接部形式采用方钢管内插横隔板以外的情况

除 STKR 以外的滚轧成型方钢管时，0.75

除 STKR 以外的压轧成型方钢管时，0.80

(6) 塔状建筑物

建筑物的地上部分的塔状比（计算方向的架构的宽度和高度的比）超过 4 时，必须确认其不发生建筑物全体的倾覆（告示 平 19 国交告第 594 号第 4 的 5 号）。

此时，作用于建筑物的剪力，作为根据 A_i 分布时的标准剪力系数 C_0 应取 0.3 以上时的地震剪力，或者考虑取其上部结构的保有水平承载力时所相等的地震力。

作为研讨内容，根据所在场地的地质调查结果求得其极限地基承载力，基础桩以及地基锚固按令第 3 章第 8 节第 4 项的规定根据材料强度计算各自承载力。并根据地质调查结果求解桩的受压和受拔方向的极限承载力，确认不超过其承载能力。

5-3-3　必要保有水平承载力的计算

应该注意建筑物必须具有的最终水平方向的抵抗力为必要保有水平承载力，各层的保有水平承载力由以下公式算出，并确认其值要大于必要保有水平承载力 Q_{un}。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \tag{5.3.11}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W_i \tag{5.3.12}$$

Q_{ud} 是根据地震力的弹性反应情况，在各层产生的力。其标准剪力系数 $C_0=1.0$，为一次设计用标准剪力系数 $C_0=0.2$ 的 5 倍。这里按照结构承载力上主要部分的结构形式，考虑其衰减性和各层的延性后根据能量吸收能力对结构特性系数 D_s 进行折减。同时考虑各层的抗侧力要素的平面和立面的偏心会引起吸收地震能量的集中影响，为了提高有显著偏心层的承载能力，实现将地震能量有效分散传递给各层结构的目的，所以在计算必要保有水平承载力时，引进了形状增大系数 F_{es}，以提高结构的抗震能力。

(1) 结构特性系数 D_s

为了建筑物在地震时不至于倒塌，让地震作用时的结构主体停留在弹性状态，或进入塑性状态时结构主体的承载力不至于降低而必须要有足够的变形。结构特性系数 D_s 是地震时随着建筑物的弹塑性变形下能量吸收能力的评价结果。主体结构的能量吸收能力，即为根据其塑性能力的大小，对建筑物所要求的必要保有水平承载力的折减系数。主体结构的塑性变形能力在其连接部不发生破坏的情况下，由所构成构件的失稳来决定。梁柱形成刚架时，梁柱构件的变形能力依存于构成其板要素的宽厚比，根据宽厚比将梁柱构件进行分类。支撑的情况下，长细比大的支撑杆件在很小的荷载下其受压侧构件就失稳，由受拉侧的构件的强度和变形能力共同抵抗地震力。长细比小的支撑杆件，压缩侧的支撑构件不容易失稳与刚架结构同样保持能量吸收能力。但如果发生失稳后，会出现承载力降低的现象，必须加以注意。建筑基准法对处于中等长细比的构件，规定了考虑失稳的不安全现象的最不利条件。

结构特性系数 D_s 算定时的构件种类判断，必须采用破坏机构状态时的各构件应力。并且，当基础出现受拔情况时，建筑物的保有水平承载力可以考虑抗拔作用，但在决定构件种类的破坏机构时基础必须按铰支撑考虑，规定不能考虑抗拔作用。

钢结构中具体的结构特性系数 D_s 的计算方法，在（告示 昭 55 年建告第 1792 号第 3 号）里作出了规定。

① 根据支撑的有效长细比 λ 决定其类别。

$\lambda \leqslant 495/\sqrt{F}$　　BA

$495/\sqrt{F} < \lambda \leqslant 890/\sqrt{F}$ 或者 $1980/\sqrt{F} \leqslant \lambda$　　BB

$890/\sqrt{F} < \lambda < 1980/\sqrt{F}$　　BC

② 根据梁和柱的宽厚比或者径厚比决定梁柱的类别。

表-5.3.2　柱和梁的构件类别[1)]

柱和梁的分类							柱和梁的类别
构件	柱				梁		
截面形状	H 形钢		方形钢管	圆形钢管	H 形钢		
位置	翼缘	腹板	—	—	翼缘	腹板	
宽厚比或径厚比	$9.5\sqrt{235/F}$	$43\sqrt{235/F}$	$33\sqrt{235/F}$	$50(235/F)$	$9\sqrt{235/F}$	$60\sqrt{235/F}$	FA
	$12\sqrt{235/F}$	$45\sqrt{235/F}$	$37\sqrt{235/F}$	$70(235/F)$	$11\sqrt{235/F}$	$65\sqrt{235/F}$	FB
	$15.5\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$48\sqrt{235/F}$	$100(235/F)$	$15.5\sqrt{235/F}$	$71\sqrt{235/F}$	FC
	FA，FB 及 FC 的都不符合的情况						FD

由不同类别的柱和梁连接时，应根据该柱的类别，由下列原则判断（破坏形为明确时，仅限于在达到破坏时已经发生塑性铰的构件）。

- 不存在 FC 以及 FD 的类别时为 FB。
- 不存在 FD，但存在 FC 类别时取 FC。
- 存在 FD 类别时取 FD。

③ 作为构件群的类别 A・B・C 是根据构件群的承载力的比例来决定。此时，各构件必须满足以下条件。

- 支撑的端部以及连接部分为保有承载力连接。
- 梁柱连接节点域及拼接部为保有承载力连接。
- 梁为保有承载力横向补刚。

表-5.3.3　作为构件群的类别[1)]

构件的承载力的比例	构件群的类别
$\gamma_A \geqslant 0.5$ 且 $\gamma_C \leqslant 0.2$	A
$\gamma_C < 0.5$（构件群类别除去 A 的情况）	B
$\gamma_C \geqslant 0.5$	C

γ_A：由 BA 类别支撑的水平承载力的和除以全部支撑构件的水平承载力的和的数值

由 FA 类别柱的水平承载力的和除以去掉 FD 类别柱的承载力以外全部柱的承载力的和的数值

γ_C：由 BC 类别支撑的水平承载力的和除以全部支撑构件的水平承载力的和的数值

由 FC 类别柱的水平承载力的和除以去掉 FD 类别柱的承载力以外全部柱的承载力的和的

数值

④ 根据作为支撑构件群的类别以及支撑的地震力负担率和梁柱的构件群的类别决定各层的 D_s 值。

表-5.3.4　D_s 值一览表[1)]

			柱和梁的构件群类别			
			A	B	C	D
支撑的构件种类	A 或 $\beta_u=0$		0.25	0.30	0.35	0.40
	B	$0<\beta_u\leqslant0.3$	0.25	0.30	0.35	0.40
		$0.3<\beta_u\leqslant0.7$	0.30	0.30	0.35	0.45
		$0.7<\beta_u$	0.35	0.35	0.40	0.50
	C	$0<\beta_u\leqslant0.3$	0.30	0.30	0.35	0.40
		$0.3<\beta_u\leqslant0.5$	0.35	0.35	0.40	0.45
		$0.5<\beta_u$	0.40	0.40	0.45	0.50

上表中 β_u 表示当支撑（包含剪力墙）的水平承载力的和除以保有水平承载力的数值。

(2) 形状系数 F_{es}

形状系数 F_{es} 是根据建筑物的立面以及平面的抗侧力要素的偏心程度而设置的必要保有水平承载力的增大系数。其数值由刚性率 F_s 和偏心率 F_e 的乘积而得。因为 F_s 在 $1.0\leqslant F_s<2.0$，F_e 在 $1.0\leqslant F_e\leqslant1.5$ 的范围内，所以 F_{es} 为 1.0 以上 3.0 以下的数值。即抗侧力要素存在偏心，其保有水平承载力必须提高 3 倍左右。

$$F_{es}=F_s\cdot F_e \tag{5.3.13}$$

这里，F_s 和 F_e 由表-5.3.5 和表-5.3.6 求得。根据公式（5.3.14）求得刚性率和各层的层间位移角；根据公式（5.3.15）由偏心距离以及弹性回转半径求得偏心率。刚性率、偏心率的计算时必须对构件的刚性作适当的评价，同时也必须考虑结构承载力上不需要评估的非结构构件的影响。

刚性率
$$R_s=\frac{r_s}{\bar{r}_s}\geqslant0.6 \tag{5.3.14}$$

这里，r_s 为各层层间位移角的倒数，$\bar{r}_s$ 为 r_s 的加权平均数。

偏心率
$$R_e=\frac{e}{r_e}\leqslant0.15 \tag{5.3.15}$$

其中，e 为偏心距离，r_e 为弹性回转半径。

表-5.3.5　F_s[1)]

刚性率		F_s 值
(1)	$0.6\leqslant R_s$ 时	1.0
(2)	$R_s<0.6$ 时	$2.0-\dfrac{R_s}{0.6}$

表-5.3.6　F_e[1)]

偏心率		F_e 值
(1)	$R_e\leqslant0.15$	1.0
(2)	$0.15<R_e<0.3$	（1）和（3）的数值按直线作中间插值
(3)	$0.3\leqslant R_e$	1.5

5-3-4　可以省略保有水平承载力计算的抗震计算途径

由令第 81 条，高度在 31m 以下层间位移角在满足规定值（1/200）以下，并且刚性率在

0.6 以上，偏心率在 0.15 以下的建筑物，按途径 2 计算能省略保有水平承载力计算。进而，加上对建筑物规模的限制，规定了不需要确认其层间位移角、刚性率的途径 1 的计算法。途径 1 是没有必要通过计算合法性判断的建筑物的抗震计算途径。但如使用交通部认可的一贯通用程序时，途径 1 也必须经过结构计算合法性的判断。

钢结构设计、计算途径中，规定了途径 1-1 不需要确认层间位移角、刚性率和偏心率；途径 1-2 不需要确认层间位移角和刚性率。适用以上所述途径的建筑物，一般可以根据容许应力度等计算法进行结构设计，但如有必要时，也可根据保有水平承载力计算法确认其安全率。

(1) 途径 2（容许应力度等计算）的抗震计算途径

高度在 31m 以下的建筑物，高度方向的刚度变化和偏心较小，且满足具有一定程度以上的强度、刚度和延性，该途径是确保大地震时建筑物安全性的计算途径（告示 昭 55 建告第 1791 号，改正告示 平 19 国交告第 1226 号）。在容许应力度设计的基础上，增加了二次设计的层间位移角以及刚性率、偏心率等指标，该途径必须满足以下条件。

① 高度在 31m 以下。

② 地面以上部分的塔状比在 4 以下。

③ 层间位移角≤1/200（特殊情况为 1/120）。

④ 刚性率≥0.6，偏心率≤0.15。

⑤ 根据支撑的水平力负担比率，将应力乘以增大系数进行容许应力度设计。

框架和支撑的混合结构，当支撑的负担率在 70%以上时，因为会呈现出支撑的荷载-变形关系的特征，为了能接近框架结构的能量吸收能力，所以对支撑的强度必须增大。表-5.3.7 所示，对于各层的水平力情况下根据支撑的水平负担率 β 对地震时的应力增大，即对支撑构件以及支撑构件周围的梁柱以及柱脚各构件作相应的截面加大进行设计。

表-5.3.7　根据支撑的水平力负担率将地震时的应力增大系数[1)]

支撑的水平力负担率	地震时的应力增大系数
$\beta\leqslant5/7$ 时	$1+0.7\beta$
$\beta>5/7$ 时	1.5

⑥ 负担水平力的支撑的端部以及连接部为保有承载力连接。

$$A_j\cdot\sigma_u\geqslant1.2A_g\cdot F \tag{5.3.16}$$

这里，A_j 为根据连接部的破坏形式而定的连接部的有效截面积，σ_u 为根据连接部的破坏形式而定的连接部的材料的破坏应力度，A_g 为支撑杆件的全截面面积，F 为支撑的基准强度。

⑦ 梁和柱的宽厚比必须满足规定值。

承受弯曲的柱和梁的局部失稳的验算中，构件的塑性化在假定的区域内进行研讨。在保有水平承载力的计算中梁柱的宽厚比作为构件类别 FA 的限制值来进行判断（表-5.3.8）。

⑧ 使用冷轧成型方钢管柱时，按由梁端发生塑性铰而形成的破坏机理模型进行研讨。

除 1 层柱脚和最上层柱顶以外的全部的梁柱连接点，各连接部的柱的塑性弯矩的和，必须确保在连接梁的塑性弯矩的和的 1.5 倍以上。

表-5.3.8 梁柱构件的必要宽厚比[1]

柱和梁的区分			数 值
构 件	截面形状	位 置	
柱	H 形钢	翼缘	$9.5\sqrt{235/F}$
		腹板	$43\sqrt{235/F}$
	方形钢管	—	$33\sqrt{235/F}$
	圆钢管	—	$50\sqrt{235/F}$
梁	H 形钢	翼缘	$9\sqrt{235/F}$
		腹板	$60\sqrt{235/F}$

$$\Sigma M_{pc} \geqslant 1.5\Sigma M_{pb} \tag{5.3.17}$$

这里，M_{pc} 为某连接部节点域柱构件考虑柱端部的轴力时的塑性弯矩，M_{pb} 为同一连接节点域的梁端塑性弯矩。

关于 1 层的柱，地震作用时柱脚的应力乘以 1.4 倍（梁柱连接部节点域的结构形式采用柱内横隔板形式时取 1.3 倍）以上的系数再进行容许应力度设计。

⑨ 梁柱连接节点域和拼接部采用保有承载力连接。

⑩ 对梁进行必要的横向补刚。

⑪ 防止柱脚部和基础的连接部的破坏而保持足够的强度和确保充分的延性。

(2) 途径 1-1 的抗震计算方法

作为过去建设业绩为多的钢结构为对象，只要满足剪力系数 C_0 增大至 0.3 以上，支撑端部和连接部分确保其在轴部构件屈服前不破坏以及支撑具有充分的延性等条件，不需要对层间位移、刚性率以及偏心率进行计算，规定可以按照途径 1-1 进行设计计算（告示 平 19 国交告第 593 号第一号 a）。

① 除地下层上部结构在 3 层以下。

② 高度在 13m 以下，檐口高度在 9m 以下。

③ 形成架构的柱距在 6m 以下。

④ 总建筑面积在 500m² 以下。

⑤ 地震作用计算时，其标准剪力系数 C_0 取 0.3 以上。

⑥ 负担地震水平力的支撑端部以及连接部分按保有承载力连接设计。

⑦ 使用板厚在 6mm 以上的冷轧成型方钢管柱时，根据连接部位的连接结构形式，其应力乘以增大系数后进行设计。

● 梁柱连接节点域采用柱内横隔板形式

STKR（JIS G3466 一般结构用方钢管-2006），1.3

除 STKR 压轧成型方钢管，1.2

除 STKR 滚轧成型方钢管，1.1

● 梁柱连接节点域采用柱内横隔板形式以外的情况

STKR（JIS G3466 一般结构用方钢管-2006），1.4

除 STKR 压轧成型方钢管，1.3

除 STKR 滚轧成型方钢管，1.2

(3) 途径 1-2 的抗震计算法

这是处于途径 1-1 和途径 2 的中间位置的抗震设计途径。适用此途径的建筑物的用途、规模等被限制，标准剪力系数 C_0 必须大于 0.3。规定需要满足偏心率限制而没有必要满足层间位移角和刚性率限制的抗震设计途径（告示 平 19 国交告第 593 号第一号 b)。

① 高度在 13m 以下，檐口高度在 9m 以下。

② 除去地下层，上部结构在 2 层以下。

③ 构成架构的柱距在 12m 以下。

④ 总建筑面积在 500m² 以内（单层建筑物在 3000m² 以内）。

⑤ 地震作用的计算中，标准剪力系数 C_0 取 0.3 以上。

⑥ 负担地震水平力的支撑端部以及连接部采用保有承载力连接。

⑦ 各层的偏心率在 0.15 以下。

⑧ 避免梁柱构件在局部失稳后引起急剧的承载力下降（途径 2 的宽厚比限制)。

⑨ 梁柱连接节点域和拼接部采用保有承载力连接。

⑩ 对梁进行必要的横向补刚。

⑪ 防止柱脚部和基础的连接部的破坏而保持足够的强度和确保充分的延性。

⑫ 使用冷轧成型方钢管时，按应力增大后进行验算。

(4) 途径 1-3 的抗震计算法

关于除地下室外地上部分在 3 层以下，高度在 13m 以下，檐口在 9m 以下的钢结构构筑物，根据建筑基准法施行令规则地 1 条的 3 第 1 项第一号 b (2)的规定，有由规范事先认可其安全性的建筑物（告示 平 19 国交告第 593 号第一号 c)，其中作为特例有 JSSC 低层结构。

5-3-5　保有水平承载力的计算例

(1) 建筑物概况

建筑用途：办公楼

结构类别：钢结构

规　　模：地上结构 9 层，地下 2 层

建筑物高度：35.6m

结构形式：X 方向（长边）　纯框架结构

　　　　　Y 方向（短边）　带支撑框架结构

场地土：第二种类别

使用材料：柱　SN490C（焊接组合型箱型截面，F=325N/mm²）

　　　　　梁　SN490B（压轧 H 形钢，F=325N/mm²）

　　　　　支撑　STKN400B（圆形钢管，F=325N/mm²）

(2) 设计方针

① 结构计算途径，X 方向和 Y 方向都按途径 3 计算（保有水平承载力计算)。

② 地下室部分与地上结构分离另行计算。

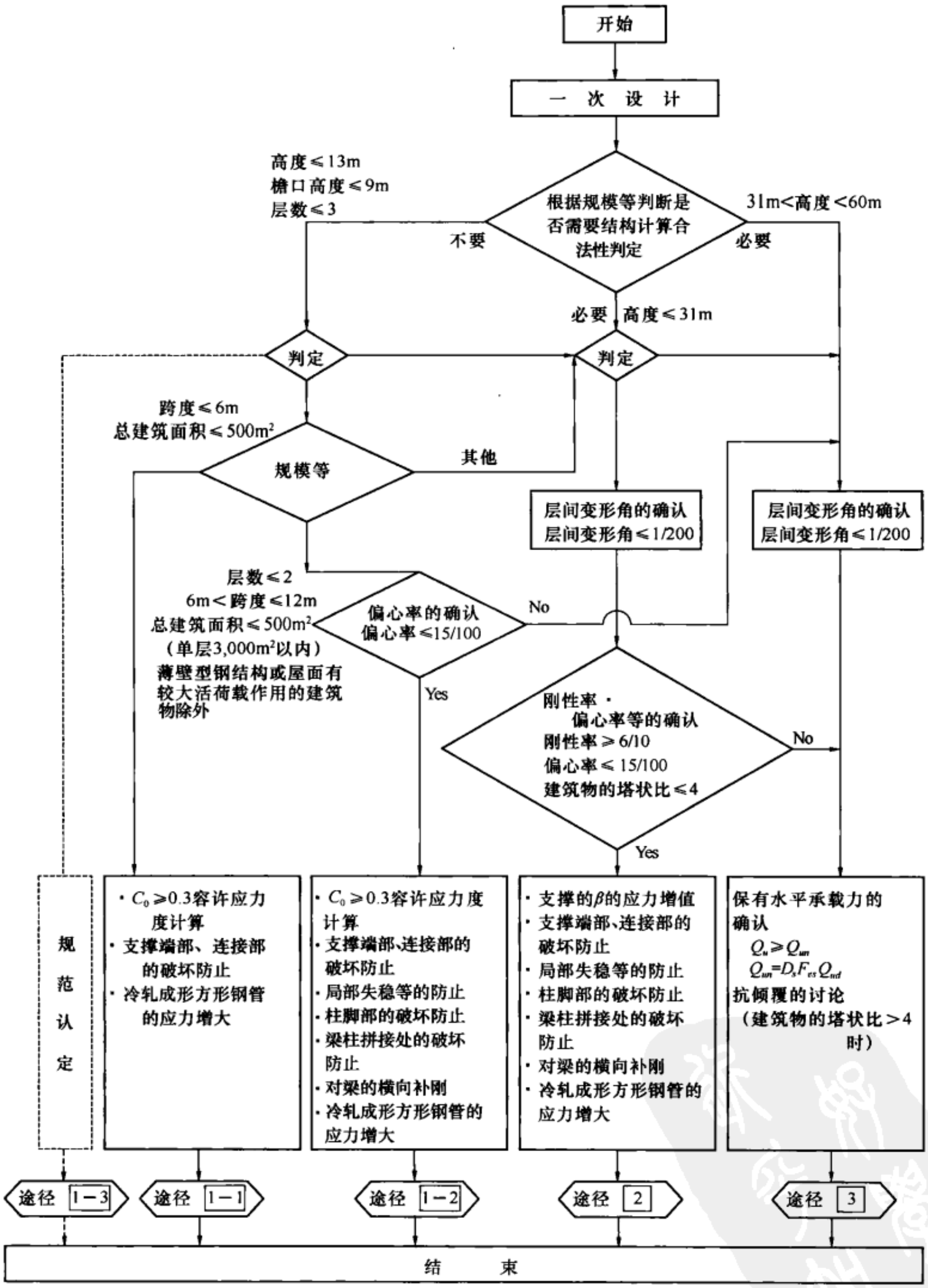


图-5.3.8 钢结构建筑物的二次设计的抗震设计计算流程[1)]

③ 一次设计承受外力时的最大层间位移角按 1/200 以下条件设定。

④ X 方向的目标 D_s=0.25，梁柱设计为 FA 类别。

⑤ Y 方向的目标 D_s=0.3～0.35，设定梁为 FB 类别，支撑为 BB～BC 类别。

⑥ 应力解析条件按以下要求执行。

● 梁的刚度，取组合型楼板刚度和钢梁刚度的平均值。

● 假定刚床理论成立。

● 不考虑梁柱连接节点域连接板的剪切变形。

● 考虑构件的弯曲和剪切变形，忽视其扭转刚度。

● 柱构件在长期应力作用下不发生轴向变形。

● 梁端部的承载力评价中，忽视腹板的作用。

⑦ 保有水平承载力计算方针。

● 梁为保有承载力连接，满足保有承载力横向补刚。

● 支撑作为两端铰接，构件长度作为其失稳长度，对于层的保有水平承载力的 β_u 时，考虑压缩和张拉共同有效进行计算。压缩侧支撑构件在失稳后保持其承载力，加上张拉侧的承载力为其总的承载力。

● 本来，D_s 值的计算是达到破坏机理临界状态时，按照构件类别的判定，本例为纯框架，X 方向的 D_s 值的计算按层间位移角的 1/50 程度计算构件类别，保有水平承载力按层间位移角 1/75 计算其构件类别。支撑架构即 Y 方向的 D_s 值的计算按层间位移角的 1/75 程度计算构件类别，保有水平承载力按层间位移角 1/100 程度的水平承载力计算。

(3) 平面图、剖面图

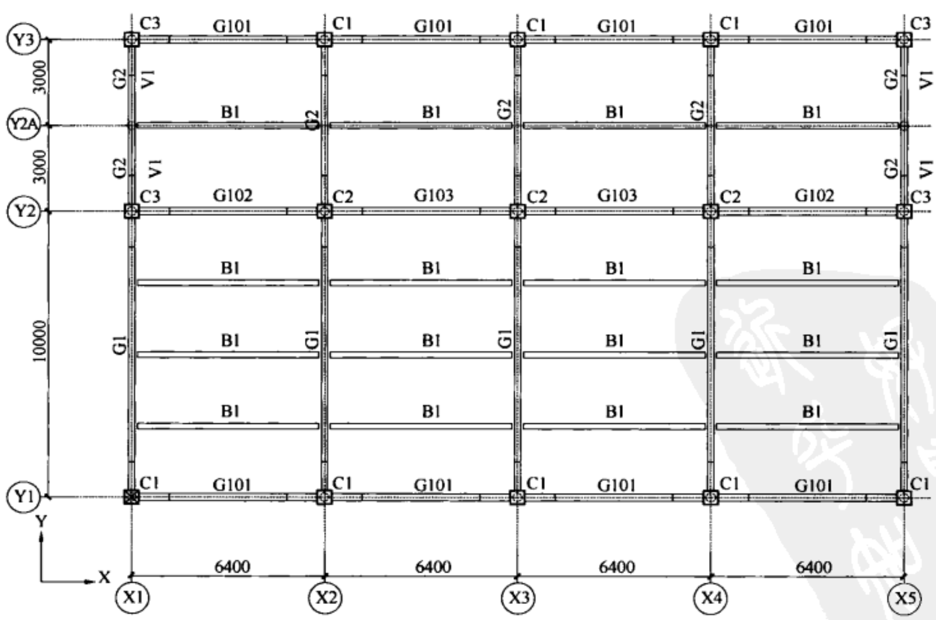


图-5.3.9　标准层平面图

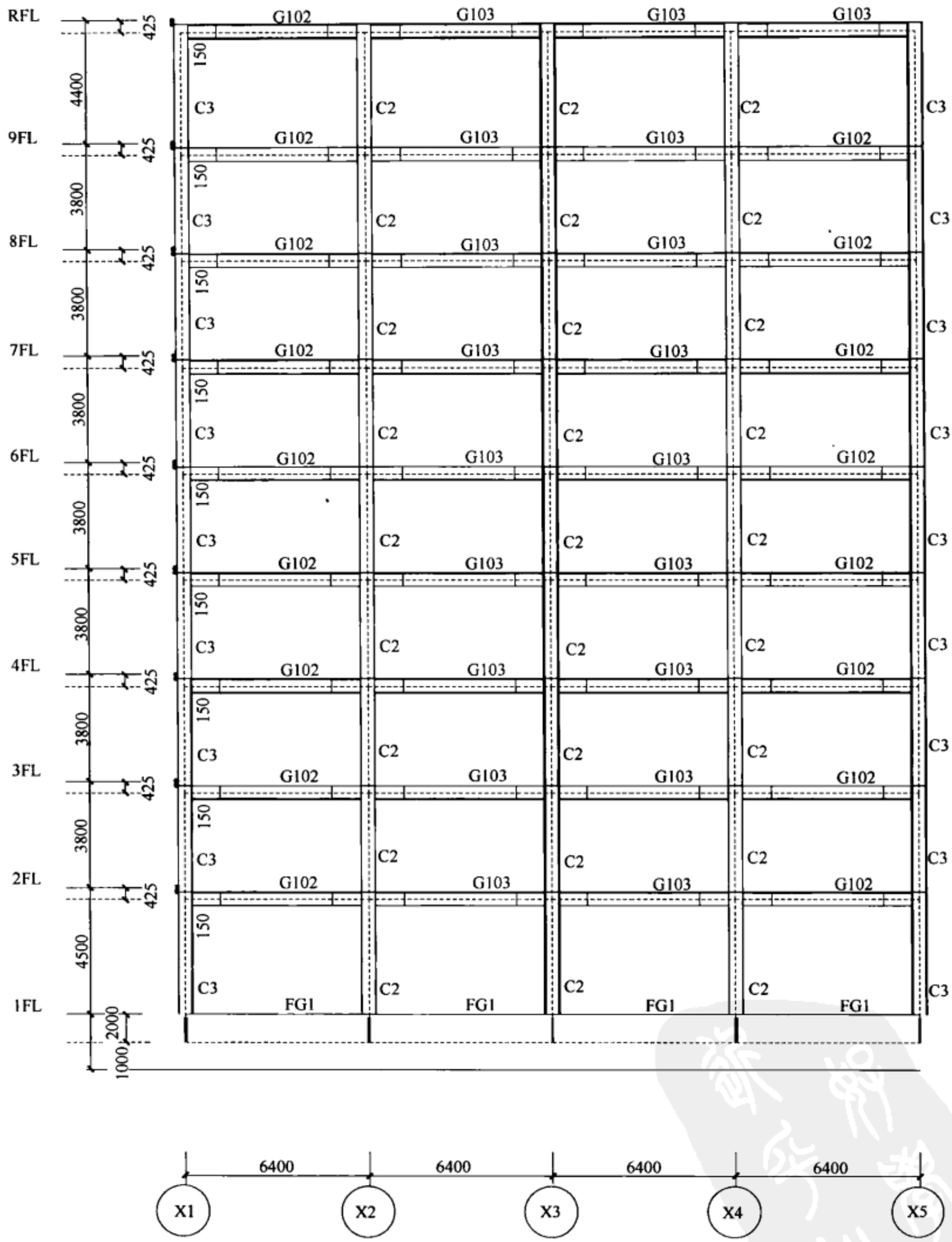


图-5.3.10 长边方向框架剖面图

(4) 设计荷载

① 楼板设计荷载

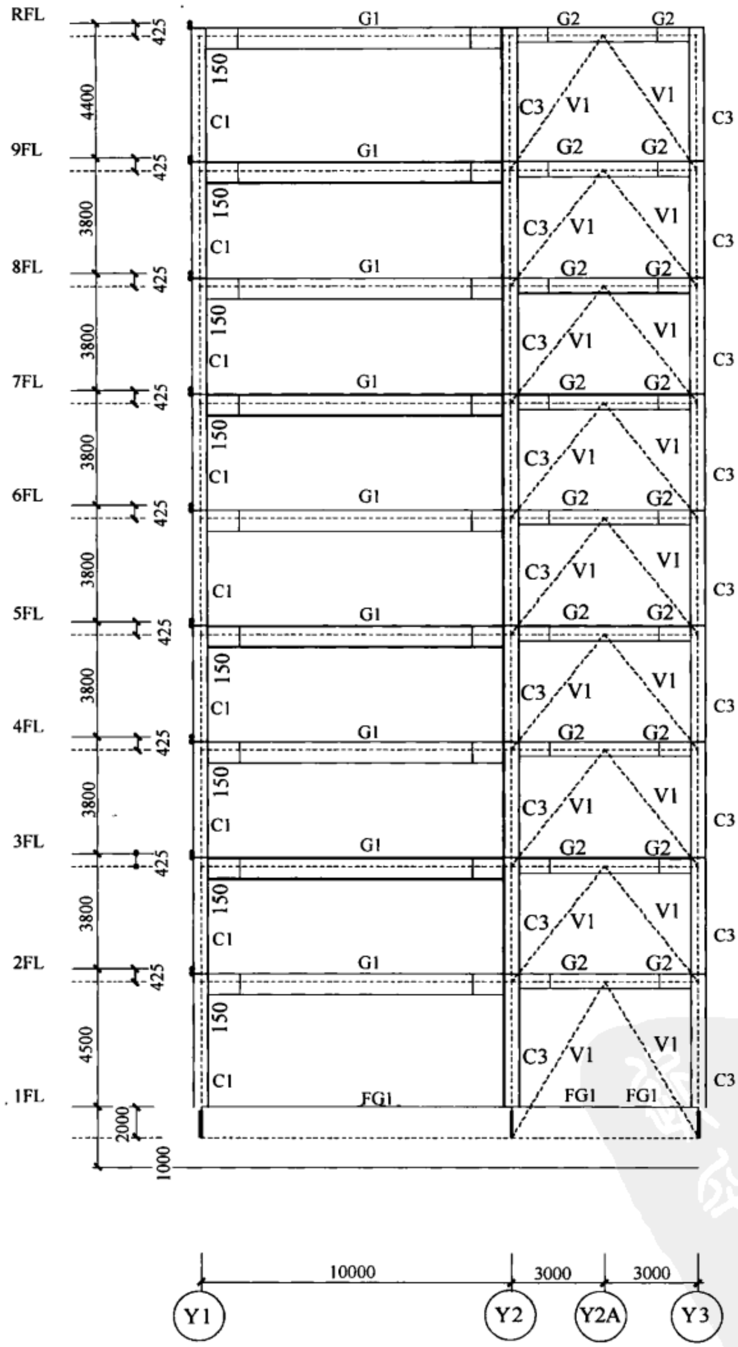


图-5.3.11　短边方向框架剖面图-1

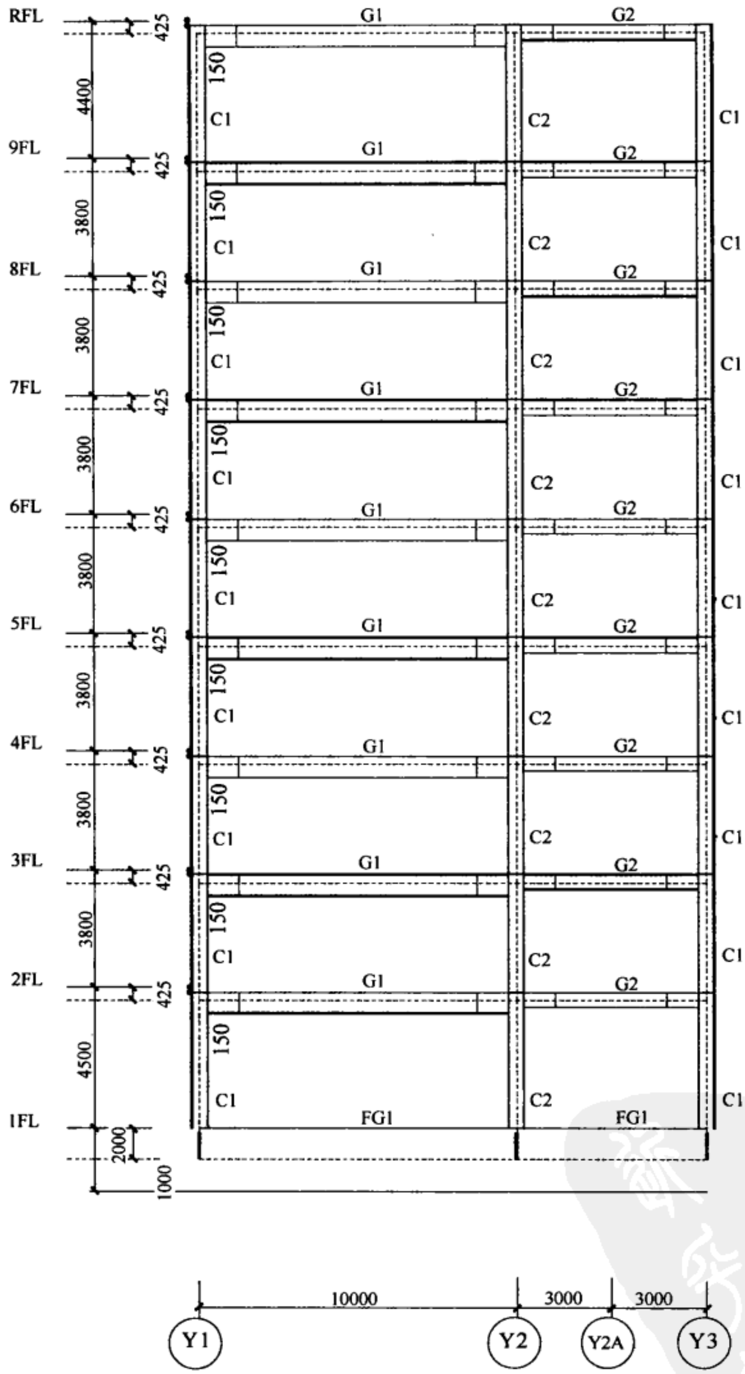


图-5.3.12　短边方向框架剖面图-2

表-5.3.9　楼板设计荷载（N/m^2）

位置	内容		板・小梁用		框架用	地震作用时
屋面	混凝土找平层 $t=100\quad \gamma=23$	2300				
	油毡屋面防水层	150				
	混凝土楼板 $t=150\quad \gamma=24$	3600				
	压型钢板	150	D. L	6500	6500	6500
	吊顶	300	L. L	1800	1300	600
		6500	T. L	8300	7800	7100
办公室 走廊	活动地板	900				
	混凝土楼板 $t=130+5\quad \gamma=24$	3240				
	压型钢板	150	D. L	4600.	4600	4600
	吊顶	300	L. L	2900	1800	800
		4590→4600	T. L	7500	6400	5400
楼　梯	砂浆找平层 $t=50\quad \gamma=20$	1000				
	钢结构	1000	D. L	2300	2300	2300
	吊顶	300	L. L	2900	1800	800
		2300	T. L	5200	4100	3100

② 地震水平力的计算

地震区域系数 $Z=1.0$　标准剪力系数 $C_0=0.2$

R_t 的计算：建筑物高度 $h=35.6\text{m}$

$$T=h\,(0.02+0.01\alpha)=35.6\times(0.02+0.01\times1.0)=1.068(\text{s})$$

因为场地土为二类，$T_c=0.6(\text{s})$，$T_c\leqslant T<2T_c$

$$R_t=1-0.2\left(\frac{T}{T_c}-1\right)^2=1-0.2\times\left(\frac{1.068}{0.6}-1\right)^2=0.878$$

$$A_i=1+\left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}}-\alpha_i\right)\cdot\frac{2T}{1+3T},\ C_i=Z\cdot R_t\cdot A_i\cdot C_0,\ Q_i=C_i\cdot\sum_{j=i}^{N}w_i$$

求出的地震水平力如表-5.3.10 所示。

表-5.3.10　地震水平力

层 i	层重量 w_i（kN）	总重量 Σw_i（kN）	α_i	A_i	C_i	层剪力 Qd_i（kN）
9	4153	4153	0.145	2.259	0.397	1648
8	3921	8074	0.283	1.812	0.318	2570
7	2880	10954	0.384	1.626	0.286	3128
6	2898	13852	0.485	1.483	0.261	3609
5	2914	16766	0.587	1.365	0.240	4020
4	2918	19684	0.689	1.262	0.222	4363
3	2931	22615	0.792	1.169	0.205	4643
2	2960	25575	0.895	1.082	0.190	4861
1	2985	28560	1.000	1.000	0.176	5017

(5) 估算构件截面

各层长边方向的钢梁、短边方向钢梁、钢柱以及支撑构件估算截面，由表-5.3.11～表-5.3.14 表示。

表-5.3.11　长边方向钢梁（SN490B 压轧 H 形钢）

层	G101	G102	G103
R	H-500×200×12×16	H-500×200×12×16	H-500×200×12×16
9	H-500×200×12×16	H-500×200×12×16	H-500×200×12×16
8	H-500×200×12×16	H-500×200×12×19	H-500×200×12×19
7	H-500×200×12×19	H-500×200×12×22	H-500×200×12×22
6	H-500×200×12×19	H-500×250×12×22	H-500×250×12×22
5	H-500×200×12×22	H-500×250×12×22	H-500×250×12×22
4	H-500×200×12×22	H-500×250×12×25	H-500×250×12×22
3	H-500×250×12×22	H-500×250×12×25	H-500×250×12×25
2	H-500×250×12×22	H-500×250×12×25	H-500×250×12×25

表-5.3.12　短边方向钢梁（SN490B 压轧 H 形钢）

层	G1	G2	层	G1	G2
R	H-700×200×12×22	H-500×200×9×22	5	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16
9	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16	4	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16
8	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16	3	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16
7	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16	2	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16
6	H-700×200×12×22	H-500×200×9×16			

表-5.3.13　钢柱（SN490C 焊接组合型型钢截面）

层	C1，C3	C2	层	C1，C3	C2
9	□-500×19	□-500×19	4	□-500×22	□-500×25
8	□-500×19	□-500×19	3	□-500×25	□-500×25
7	□-500×19	□-500×19	2	□-500×25	□-500×28
6	□-500×22	□-500×22	1	□-500×25	□-500×28
5	□-500×22	□-500×25			

表-5.3.14　支撑（STKN400B 圆形钢管）

层	V1	层	V1
9	P-216.3×6.6	4	P-267.4×9.3
8	P-216.3×6.6	3	P-318.5×10.3
7	P-216.3×6.6	2	P-318.5×10.3
6	P-216.3×6.6	1	P-318.5×10.3
5	P-267.4×9.3		

(6) 一次设计

根据设计荷载进行竖向荷载的应力计算和地震作用的应力计算，确认各构件的应力度在容许应力度以下。计算过程省略。

(7) 形状系数 F_{es} 的算出

层间位移角的计算采取的层高不是结构层间而是楼板至上层楼板间的高度（参照 2007 年版建筑物的结构关系技术基准解说编）。一般情况下，层间位移角由于建筑物的扭转影响在最外周边为最大。对于层间位移角用 1/200 的限制值，来确认最大层间位移角是否满足要求。在刚性率计算时采用的层间位移为重心位置的层间位移值。

偏心率的计算过程省略。全层的偏心率 R_e 都在 0.15 以下，$F_e=1.0$，F_{es} 的计算结果如表-5.3.15，表-5.3.16 所示。

表-5.3.15　长边方向的形状系数

层	层　高 (mm)	最大层间位移角 (rad)	层间变形角 (rad)	刚性率 R_e	F_s	偏心率 R_s	F_e	形状系数 F_{es}
9	4400	1/369	1/372	1.39	1.00	0.036	1.00	1.00
8	3800	1/281	1/284	1.06	1.00	0.025	1.00	1.00
7	3800	1/244	1/246	0.92	1.00	0.027	1.00	1.00
6	3800	1/232	1/235	0.88	1.00	0.031	1.00	1.00
5	3800	1/221	1/223	0.83	1.00	0.031	1.00	1.00
4	3800	1/213	1/215	0.80	1.00	0.029	1.00	1.00
3	3800	1/220	1/222	0.83	1.00	0.027	1.00	1.00
2	3800	1/233	1/235	0.88	1.00	0.024	1.00	1.00
1	4500	1/373	1/378	1.41	1.00	0.025	1.00	1.00

表-5.3.16　短边方向的形状系数

层	层　高 (mm)	最大层间位移角 (rad)	层间位移角 (rad)	刚性率 R_e	F_s	偏心率 R_s	F_e	形状系数 F_{es}
9	4400	1/448	1/457	1.07	1.00	0.021	1.00	1.00
8	3800	1/377	1/384	0.90	1.00	0.015	1.00	1.00
7	3800	1/340	1/346	0.81	1.00	0.014	1.00	1.00
6	3800	1/331	1/336	0.79	1.00	0.013	1.00	1.00
5	3800	1/355	1/360	0.85	1.00	0.012	1.00	1.00
4	3800	1/371	1/376	0.88	1.00	0.012	1.00	1.00
3	3800	1/425	1/431	1.01	1.00	0.011	1.00	1.00
2	3800	1/469	1/475	1.11	1.00	0.011	1.00	1.00
1	4500	1/661	1/670	1.57	1.00	0.010	1.00	1.00

(8) 结构特性系数 D_s 的算出

结构特性系数 D_s 的算出，应该是对形成架构的破坏机理瞬间状态时构件类别的判断。当架构还没有达到破坏状态，但荷载增量解析法的结果表明其保有水平承载力已经超过必要保有水平承载力时，可以将此时被确认的承载力作为架构的保有水平承载力。钢结构的情况，构件类别在原则上是根据发生塑性铰构件的宽厚比来决定的。在计算对象层的 D_s 时，作为梁和柱的构件群的类别由构件类别 FA 以及构件类别 FC 的负担水平承载力的比率 γ_A、γ_c 来决定。本建筑物根据以下方法算出 D_s 值。

① 长边方向的结构特性系数 D_s 的算出

图-5. 3. 13 表示了长边方向架构的破坏机理状态，属于梁屈服型的架构。当不存在脆性破坏的构件时，可根据用保证超过必要保有水平承载力的承载力的变形状态的构件类别来决定 D_s 值。具体的，考虑建筑物的使用性，将层间位移角的 1/75 时的承载力作为其保有水平承载力，层间位移角的 1/50 时的构件类别来决定其 D_s 值。表-5. 3. 17 表示发生塑性铰梁构件的宽厚比和构件类别，表-5. 3. 18 表示柱构件的宽厚比和构件类别，所有构件均为 FA 类别。并且，根据对 FA 类别构件的水平承载力的和的比率 $\gamma_A = 1.0$，$\gamma_c = 0.0$，表-5. 3. 19 所示作为构件群的类别为 A，$\beta_u = 0$，所以 D_s 全层都为 0. 25。

表-5. 3. 17 长边方向的梁的构件类别

符号	层	F (N/mm²)	d	$2b$	t_w	t_f	b/t_f	d'/t_w	类别
G101	8～R	325	500	200	12	16	6. 25	39. 0	FA
	6～7	325	500	200	12	19	5. 26	38. 5	FA
	4～5	325	500	200	12	22	4. 55	38. 0	FA
	2～3	325	500	250	12	22	5. 68	38. 0	FA
G102	9～R	325	500	200	12	16	6. 25	39. 0	FA
	8	325	500	200	12	19	5. 26	38. 5	FA
	7	325	500	200	12	22	4. 55	38. 0	FA
	5～6	325	500	250	12	22	5. 68	38. 0	FA
	2～4	325	500	250	12	25	5. 00	37. 5	FA
G103	9～R	325	500	200	12	16	6. 25	39. 0	FA
	8	325	500	200	12	19	5. 26	38. 5	FA
	7	325	500	200	12	22	4. 55	38. 0	FA
	4～6	325	500	250	12	22	5. 68	38. 0	FA
	2～3	325	500	250	12	25	5. 00	37. 5	FA

表-5. 3. 18 柱的构件类别

符合	层	F (N/mm²)	B	t	B/t	类别
C1 C3	7～9	325	500	19	26. 3	FA
	4～6	325	500	22	22. 7	FA
	1～3	325	500	25	20. 0	FA

续表

符合	层	F（N/mm²）	B	t	B/t	类别
C2	7～9	325	500	19	26.3	FA
	6	325	500	22	22.7	FA
	3～5	325	500	25	20.0	FA
	1～2	325	500	28	17.9	FA

表-5.3.19　长边方向的 D_s 值

层	柱・梁					βu	D_s
	梁	柱	γ_A	γ_C	构件群		
9	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
8	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
7	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
6	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
5	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
4	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
3	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
2	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25
1	FA	FA	1.00	0.00	A	0.00	0.25

② 短边方向的结构特性系数 D_s 的算出

短边方向的破坏机理属于支撑构件的压缩屈服型，可根据支撑构件的类别决定 D_s 值。表-5.3.20 所示梁构件的宽厚比及构件类别，表-5.3.21 所示支撑构件的有效长细比及构件类别。表-5.3.22 所示了作为构件群的类别及构件群的对水平承载力的和的比率 γ_A 和 γ_c，支撑构件的水平承载力的和除以其保有水平承载力的值以及 D_s 值。

表-5.3.20　短边方向梁的构件类别

符号	层	F（N/mm²）	d	2b	t_w	t_f	b/tf	d'/t_w	类别
G1	2～R	325	700	200	12	22	4.55	54.7	FB
G2	R	325	500	200	9	12	8.33	52.9	FB
	2～9	325	500	200	9	16	6.25	52.0	FB

表-5.3.21　短边方向支撑的构件类别

符号	层	F（N/mm²）	D	t	i（cm）	l_b（cm）	λ	类别
V1	9	235	216.3	6.6	7.42	532.5	71.8	BC
	6～8	235	216.3	6.6	7.42	484.1	65.3	BC
	4～5	235	267.4	9.3	9.13	484.1	53.0	BB
	2～3	235	318.5	10.3	10.9	484.1	44.4	BB
	1	235	318.5	10.3	10.9	589.5	54.1	BB

表-5.3.22　短边方向的 D_s 值

层	柱·梁					支撑				βu	D_s
	梁	柱	γ_A	γ_C	构件群	支撑	γ_A	γ_C	构件群		
9	FB	FA	0.00	0.00	B	BC	0.00	1.00	C	0.31	0.35
8	FB	FA	0.00	0.00	B	BC	0.00	1.00	C	0.41	0.35
7	FB	FA	0.00	0.00	B	BC	0.00	1.00	C	0.35	0.35
6	FB	FA	0.00	0.00	B	BC	0.00	1.00	C	0.30	0.35
5	FB	FA	0.00	0.00	B	BB	0.00	0.00	B	0.49	0.30
4	FB	FA	0.00	0.00	B	BB	0.00	0.00	B	0.45	0.30
3	FB	FA	0.00	0.00	B	BB	0.00	0.00	B	0.56	0.30
2	FB	FA	0.00	0.00	B	BB	0.00	0.00	B	0.54	0.30
1	FB	FA	0.00	0.00	B	BB	0.00	0.00	B	0.41	0.30

(9) 保有水平承载力的计算

① 长边方向

长边方向框架的破坏机理如图-5.3.13所示，2～9层的大梁端部出现屈曲屈服，由设计方针阐述的保有水平承载力 Q_u 为当某层的层间位移角达到1/75时的承载力。确认此时构件的塑性率在2以下，作为架构的变形能力来说没有问题。

图-5.3.14所示为长边方向框架的荷载增量解析法结果。表-5.3.23表示出必要保有水平承载力和保有承载力的比较。这里，对于保有水平承载力 Q_u 和必要保有水平承载力 Q_{um} 的比全层都为同样的数值，其原因为各层的 D_s 都相同，并且都是梁破坏形，外力分布的 A_i 分布也没有大的差异。

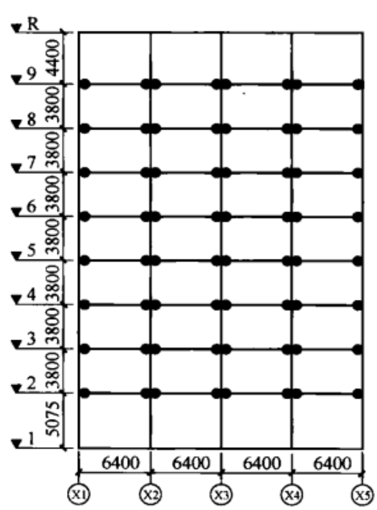


图-5.3.13　破坏机理

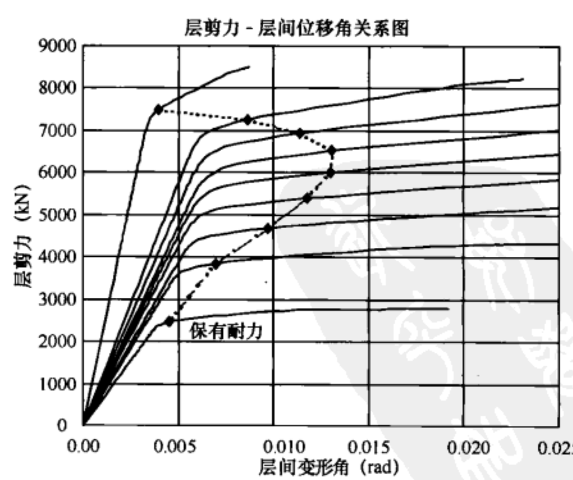


图-5.3.14　长边方向的荷载增量解析结果

表-5.3.23　长边方向的保有承载力

层	Q_{ud} (kN)	F_{es}	D_s	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}	判定
9	8240	1.00	0.25	2060	2462	1.20	OK
8	12850	1.00	0.25	3213	3840	1.20	OK
7	15640	1.00	0.25	3910	4675	1.20	OK
6	18045	1.00	0.25	4511	5392	1.20	OK
5	20100	1.00	0.25	5025	6007	1.20	OK
4	21815	1.00	0.25	5454	6521	1.20	OK
3	23215	1.00	0.25	5804	6940	1.20	OK
2	24305	1.00	0.25	6076	7264	1.20	OK
1	25085	1.00	0.25	6271	7497	1.20	OK

② 短边方向

短边方向架构的破坏机理属于支撑构件的压缩屈服型，所以取某层的层间位移角达到 1/100 程度时的承载力为其保有水平承载力。图-5.3.15 所示为短边方向架构的荷载增量解析的结果。表-5.3.24 所示为必要保有水平承载力与保有承载力的比较结果。

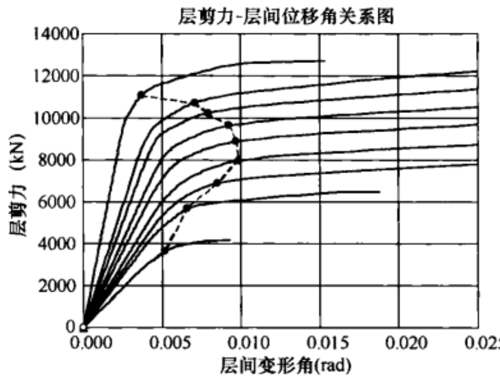


图-5.3.15　短边方向的荷重增分解析结果

(10) 变形能力的确保

对于保有水平承载力的计算，由横向补刚对构件的面外的不稳定状态进行约束的同时采用梁柱连接节点域和拼接部的保有承载力连接是保证架构具有变形能力的方法。使用有变形能力的构件是理所当然的事，同时也有必要确保梁柱节点域以及拼接部的强度，避免由梁的横向失稳而引起变形能力的损失。

表-5.3.24　短边方向的保有承载力

层	Q_{ud} (kN)	F_{es}	D_s	Q_{un} (kN)	Q_u (kN)	Q_u/Q_{un}	判定
9	8240	1.00	0.35	2884	3635	1.26	OK
8	12850	1.00	0.35	4498	5669	1.26	OK
7	15640	1.00	0.35	5474	6902	1.26	OK
6	18045	1.00	0.35	6316	7960	1.26	OK
5	20100	1.00	0.30	6030	8868	1.47	OK
4	21815	1.00	0.30	6545	9626	1.47	OK
3	23215	1.00	0.30	6965	10244	1.47	OK
2	24305	1.00	0.30	7292	10723	1.47	OK
1	25085	1.00	0.30	7526	11067	1.47	OK

关于构成建筑物的各构件的变形性能，根据构件的截面形状、使用位置、钢材种类，规定了其能发挥变形能力的宽厚比的界限值。根据宽厚比将构件按 FA～FD 类别分类，并按此结果算出架构的变形性能系数 D_s 的值。

① 梁柱连接节点域连接板的保有承载力连接

刚接的梁柱连接节点域是承受相当大的弯矩的部位，由承受的弯矩对梁柱节点域连接板产生剪力作用力。作为保有承载力的设计，当节点域左右的梁都达到塑性弯矩时，应确认其节点域连接板对于剪切力而言是否满足。当梁处于塑性状态时，梁的腹板可以忽略不计。

长边方向框架的 2 层的梁柱连接节点域（C2 柱和 G103 梁的连接部）的计算过程：

梁 G102：H-500×250×12×25 (SN490B)的塑性弯矩

$$Z_{pb} = A_f \times (H - t_f) = (2.5 \times 25) \times (50 - 2.5) = 2968\text{cm}^3$$

$$\Sigma M_{bu} = 2 \times Z_{pb} \times 1.1F = 2 \times 2968 \times (1.1 \times 32.5) = 2122\text{kN} \cdot \text{m}$$

节点域连接板的必要弯曲强度 ${}_JM_u = \alpha \times \Sigma M_{bu} = 1.2 \times 2122 = 2546\text{kN} \cdot \text{m}$

C2 柱：□－500×28(SN490C)，节点域连接板的承载力 ${}_PM_u$，忽略柱的剪切力并乘以 4/3，

$$
\begin{aligned}
{}_PM_u &= (V_p/\kappa) \times (4/3) \times (F/\sqrt{3}) \\
&= \{(50-2.5) \times (50-2.8) \times 2.8 \times 2/(9/8)\} \times (4/3) \times (32.5/\sqrt{3}) \\
&= 2792\text{kN} \cdot \text{m} > 2546\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}
\end{aligned}
$$

② 拼接部的保有承载力连接

这里，对 H-500×250×12×25 (SN490B)的梁的拼接部的保有承载力连接进行验算。高强螺栓如图-5.3.16 采用 M22 (F10T)。

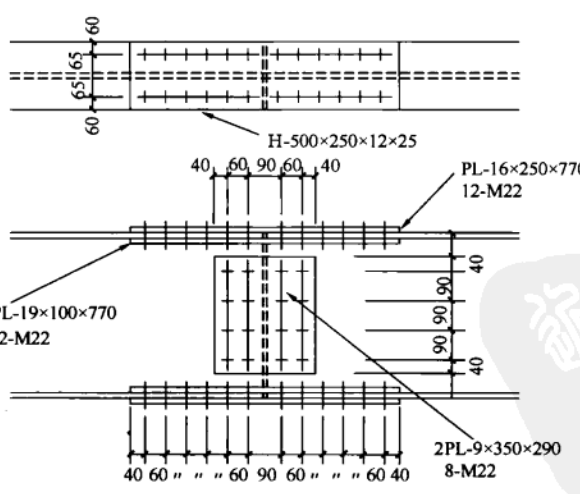


图-5.3.16 梁拼接部的详细

● 梁 H-500×250×12×25 (SN490B)

$F = 32.5\text{kN/cm}^2$，$F_u = 49.0\text{kN/cm}^2$，

$$I_o=79600\text{cm}^4,\ Z=3184\text{cm}^3$$

● 翼缘添板：PL-16×250×770

2PL-19×100×770，12-M22（F10T）

腹板添板：2PL-9×350×290

8-M22（F10T）

$$Z_e=Z-n\cdot t_f\cdot d(H-t_f)=3{,}184-2\times2.5\times2.4\times(50-2.5)=2614\text{cm}^3$$

$$Z_p=A_f(H-t_f)+\frac{1}{4}A_w(H-2t_f)$$

$$=2.5\times25\times(50-2.5)+\frac{1}{4}\times1.2\times(50-2\times2.5)\times(50-2\times2.5)=3576\text{cm}^3$$

1）翼缘的全部添板的截面系数的验算

$${}_fZ_{pe}=25\times1.6\times(50+1.6)+2\times10\times1.9\times(50-2.5\times2-1.9)$$

$$=3702\text{cm}^3>Z_e=2614\text{cm}^3\ldots\ldots\text{OK}$$

2）拼接部的最大弯曲承载力的验算

翼缘连接部的张拉承载力 ${}_fT_u$ 取翼缘连接部分使用的高强螺栓的最大剪切承载力 ${}_fQ_B$ 和翼缘连接处的张拉承载力 ${}_fP_u$ 中较小值。

● 翼缘连接处的高强螺栓的最大剪切承载力 ${}_fQ_B$

$${}_fQ_B=R_u\times12=456\times12=5472\text{kN}$$

$$R_u=0.60\times m\times{}_fA_b\times{}_fF_u=0.60\times2\times3.8\times100=456\text{kN}$$

● 翼缘连接处的最大张拉承载力 ${}_fP_u$ 由下列公式的 ${}_1P_u$，${}_2P_u$ 中取较小值。

添板的张拉承载力

$${}_1P_u={}_fA_j\cdot F_u=\{1.6\times(25\text{-}2\times2.4)+1.9\times2\times(10-2.4)\}\times49=2998\text{kN}$$

翼缘板端部的冲切破坏承载力

$${}_2P_u=m\cdot n\cdot e\cdot t\cdot F_u=2\times6\times4\times2.5\times49=5880\text{kN}>{}_1P_u$$

根据以上计算，翼缘连接部分的最大张拉承载力

${}_fP_u$ 为 ${}_fQ_B>{}_fP_u$，采用 ${}_fT_u=2998\text{kN}$。

腹板连接部的承载力 ${}_wT_u$ 为一个螺栓的剪切承载力 Q_{u1} 和端部冲切破坏承载力 Q_{u2} 中取较小值。

高强螺栓的最大剪切承载力 $Q_{u1}=456\text{kN}$

腹板连接部的最大弯曲承载力为腹板添板的最大弯曲承载力 ${}_wM_{PLu1}$ 和高强螺栓的弯曲承载力中取较小值。

腹板添板有效截面的最大弯曲承载力 ${}_wM_{PLu1}$

$${}_wM_j=\{0.9\times35^2/4-0.9\times2.4\times(9+27)\}\times2\times49=194\text{kN}\cdot\text{m}$$

腹板添板的高强螺栓的最大弯曲承载力

$$\Sigma l_i\cdot Q_u=(9+27)\times456=164\text{kN}\cdot\text{m}$$

因为 ${}_wM_j>\Sigma l_iQ_u$，所以腹板连接部的最大弯曲承载力采用 $\Sigma l_i\cdot Q_u$。

拼接部的验算，就是确认拼接部的最大弯曲承载力是否超过梁构件的最大弯曲承载力。

拼接部的最大弯曲承载力 ${}_BM_u$ 为翼缘连接部的最大张拉承载力 ${}_fT_u$ 和腹板连接部的最大弯曲承载力相加而成。

$$_{B}M_u = {}_{f}T_u \cdot (H - t_f) + \Sigma l_i Q_u = 2998 \times (50 - 2.5) + 16400 = 1588\text{kN} \cdot \text{m}$$

梁构件的最大弯曲承载力

$$Z_{pe} = Z_p - n \cdot t_f \cdot d(H - t_f) = 3576\text{-}2 \times 2.5 \times 2.4 \times (50 - 2.5) = 3006\text{cm}^3$$

$$M_{ue} = Z_{pe} \cdot F_u = 3006 \times 49 = 1473\text{kN} \cdot \text{m}$$

${}_{B}M_u$ 和 M_{ue} 相比较，M_{ue} 较小。

$$M_p = Z_p \cdot F = 3576 \times 32.5 = 1162\text{kN} \cdot \text{m}$$

连接部系数 α=1.1，

$$\alpha \cdot M_p = 1.1 \times 1162 = 1278\text{kN} \cdot \text{m} < M_{ue} = 1473\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

3）拼接部的最大剪切承载力的验算

梁构件的最大剪切承载力 ${}_{G}Q_u$ 和连接腹板面的高强螺栓的剪切承载力 ${}_{R}Q_1$，连接腹板面的添板的端部冲切破坏承载力 ${}_{R}Q_2$ 以及连接部腹板面的添板的剪切承载力 ${}_{R}Q_3$ 中的较小值为拼接部的剪切承载力 $Q_{u\min}$，并确认其是否超过梁构件的破坏剪切承载力。

梁构件的剪切承载力 ${}_{G}Q_u$

$$_{G}Q_u = 1.2 \times (50 - 2.5 \times 2 - 2.4 \times 4) \times 49.0/\sqrt{3} = 1201\text{kN}$$

腹板高强螺栓的剪切承载力 ${}_{R}Q_1$

$$_{R}Q_1 = 456 \times 8 = 3648\text{kN}$$

${}_{G}Q_u$ 和${}_{R}Q_1$ 相比较，${}_{G}Q_u$ 较小。a =1.25

$$Q_{u\min} = {}_{G}Q_u = 1201\text{kN} > \frac{1.25 \times 2 \times M_p}{l_0} + Q_L$$

$$= \frac{1.25 \times 2 \times 1.162}{5.9} + 63 = 555\text{kN} \quad \text{OK}$$

这里，l_o 为梁的有效跨度。

③ 横向补刚的验算

为确保梁的变形能力而规定了横向失稳的防止方法，根据此方法进行验算。

1）沿梁全长方向均等间距设置横向补刚方法

沿梁全长均等间距设置横向补刚时，按以下方式验算。梁构件材质为 SN490B，梁的弱轴方向的长细比 λ_y 必须满足以下公式中所需要的横向补刚数 n 值进行补刚。

$$\lambda_y = 130 + 20n$$

这里，λ_y 为梁的弱轴方向的长细比（l/i_y），l 为梁的长度，i_y 为梁的弱轴方向的截面回转半径，n 为横向补刚数。表-5.3.25 表示横向补刚的验算结果。

表-5.3.25 梁的横向补刚验算结果

符 号	层	构 件	跨度：l (cm)	i_y (cm)	λ_y (l/i_y)	n	130+20n	判定
G1	R～2	H-700×250×12×22	1,000	5.48	182.5	3	190	OK
G2	R	H-500×200× 9×12	600	4.17	143.9	1	150	OK
	9～2	H-500×200× 9×16		4.46	134.5	1	150	OK

续表

符　号	层	构　件	跨度:l (cm)	i_y (cm)	λ_y (l/i_y)	n	130+20n	判定
G101	R～8	H-500×200×12×16	640	4.29	149.2	0	130	NO
	7,6	H-500×200×12×19		4.37	146.5	0	130	NO
	5,4	H-500×200×12×22		4.52	141.6	0	130	NO
	3,2	H-500×250×12×22		5.88	108.8	0	130	OK
G102	R,9	H-500×200×12×16	640	4.29	149.2	0	130	NO
	8	H-500×200×12×19		4.37	146.5	0	130	NO
	7	H-500×200×12×22		4.52	141.6	0	130	NO
	6,5	H-500×250×12×22		5.88	108.8	0	130	OK
	4～2	H-500×250×12×25		6.01	106.5	0	130	OK
G103	R,9	H-500×200×12×16	640	4.29	149.2	0	130	NO
	8	H-500×200×12×19		4.37	146.5	0	130	NO
	7	H-500×200×12×22		4.52	141.6	0	130	NO
	6～4	H-500×250×12×22		5.88	108.8	0	130	OK
	3,2	H-500×250×12×25		6.01	106.5	0	130	OK

2）在两端部区域设置横向补刚的方法

G101、G102、G103 的梁中间，梁的翼缘宽度为 200 的构件必须设置横向补刚。关于其位置由以下公式求解：

$l_b \cdot h/A_f \leqslant 200$　并且 $l_b/i_y \leqslant 50$

这里，l_b 为横向补刚间距，h 为梁截面高度，A_f 为压缩侧翼缘板的截面面积，i_y 为梁的弱轴方向的截面回转半径。

G101 的屋面梁的验算。

梁构件：H-500×200×12×16

$$Z = 1940\text{cm}^3, Z_p = 2240\text{cm}^3$$

图-5.3.17 所示破坏机理时的应力状态。梁的塑性弯曲为

$$M_p = 2240 \times 32.5 \times 1.1 = 800\text{kN} \cdot \text{m}$$

梁的屈服弯矩为

$$M_y = 1940 \times 32.5 = 630\text{kN} \cdot \text{m}$$

梁构件的材质为 SN490B，横向补刚验算用安全率采用 $\alpha=1.1$。

安全率 $\alpha=1.1$ 时的横向补刚验算时所用的弯矩分布如图-5.3.18 所示，比屈服弯矩还要大的弯矩作用区域是从两端部开始各向内 909mm 的范围。最大横向补刚间隔 l_b 由下列求得为 1280mm。

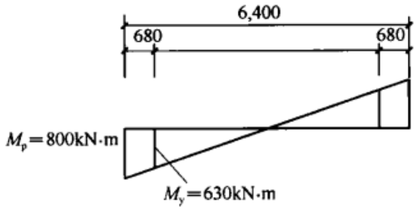


图-5.3.17　破坏机理时的应力

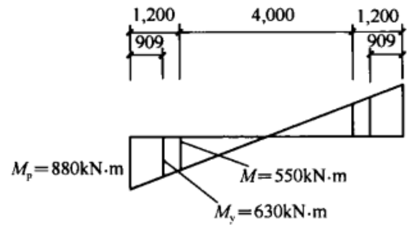


图-5.3.18　横向补刚验算时所使用弯矩

$l_b \leqslant 200 \times (A_f/h) = 200 \times (16 \times 200/500) = 1280\text{mm}$，并且 $l_b \leqslant 50 \cdot i_y = 50 \times 42.9 = 2145\text{mm}$

所以，横向补刚位置应设置在从端部开始 1200mm 的位置。此位置的弯矩为 550kN·m，屈服弯矩 630kN·m。

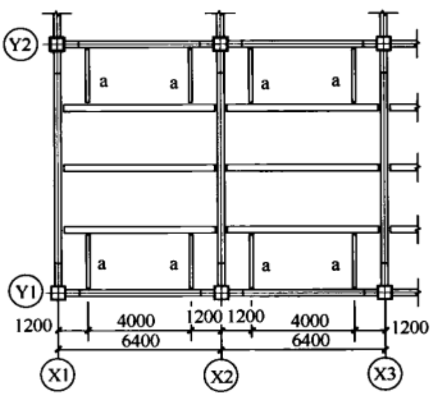


图-5.3.19　横向补刚的设置

其次，进行横向补刚间的横向失稳的验算，并进行容许弯矩的比较。

$C=2.3$，$l_b=4000\text{mm}$，$i_b=51.2\text{mm}$

$$M_a = \{1-0.4 \cdot (l_b/i_b)^2/(C \cdot \Lambda^2)\} \cdot M_y$$

$$= 0.898 \times 630 = 566\text{kN} \cdot \text{m}$$

根据以上计算结果，容许弯矩 M_a=566kN·m 比横向补刚位置的弯矩大，所以已经满足横向补刚要求。

3）横向补刚构件的承载力和刚度

将作用在梁截面上的弯矩而产生的压缩合力（C）的 2%作为横向集中力作用在压缩侧翼缘位置，配置有足够强度和刚度的横向补刚构件。如图-5.3.19 所示在大梁和小梁之间设置 a 横向补刚构件。

横向补刚大梁构件：H-500×200×12×16（SN490B）

截面积：$A=120\text{cm}^2$

横向补刚构件的强度验算

压缩侧合力 $C = (F \cdot A)/2 = (32.5 \times 120)/2$

$= 1950kN$

集中横向力 $P=0.02\times\text{C}=0.02\times1950=39\text{kN}$

横向补刚构件：L-75×75×6（SS400）

$A'=8.727\text{cm}^2$，$i=1.48\text{cm}$，长细比 $\lambda=255/1.48=172.3$　$\therefore f_c=3.2\text{kN}\cdot\text{cm}^2$

$\sigma_c=P/A'=39/8.727=4.47\text{kN}\cdot\text{cm}^2\leqslant1.5\times3.2=4.8\text{kN}\cdot\text{cm}^2$　OK

横向补刚构件的刚度验算

必要刚度　$k \geqslant 5.0 \times (C/l_b) = 5.0 \times (1950/120) = 81.3\text{kN} \cdot \text{cm}$

横向补刚构件的轴向刚度　$k = (A' \cdot E)/l_c = 8.727 \times 20500/255 = 702\text{kN} \cdot \text{cm}$　OK

④ 柱脚部分的保有承载力连接

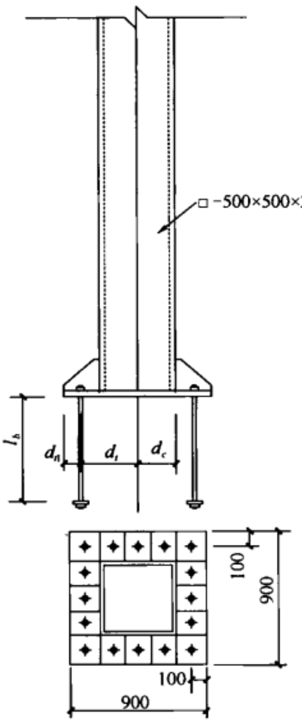


图-5.3.20　柱脚

柱脚使用的锚栓因为具有延伸能力，所以首先对柱发生塑性化进行验算。

柱：□-500×500×25(SN490C)

柱脚底板：50×900×900(SN490B)

柱脚锚栓：12-M42(SNR400)

混凝土：$F_c=24(\text{N/mm}^2)$

$$d_c=25\text{cm}$$

$$d_t=35\text{cm}$$

$$l_b=85\text{cm}$$

1)先求解回转刚度后进行应力解析

$$K_{BS}=\frac{E\cdot n_t\cdot A_b(d_t+d_c)^2}{2\cdot l_b}$$

$$=\frac{20.5\times10^3\times5\times13.85\times(35+25)^2}{2\times85}$$

$$=300626\text{kN}\cdot\text{m/rad}$$

应力解析结果如下。

长期轴力=1363kN

$$N_D=1363\pm585\text{kN}=1948\text{kN},\ 778\text{kN}$$

$$M_D=893\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_D=297\text{kN}$$

2)柱脚锚栓的验算

$$e=\frac{M}{N}=\frac{893\times100}{1948}=45.8>\frac{D}{6}+\frac{d_{tl}}{3}$$

$$=\frac{90}{6}+\frac{10}{3}=18.3\text{cm}$$

所以锚栓出现受拉。

$$x=e-\frac{D}{2}=45.8-90/2=0.8\text{cm}$$

$$d=D-d_{tl}=90-10=80\text{cm}$$

$$\frac{x}{d}=\frac{0.8}{80}=0.01$$

$$p=\frac{a_t}{b\cdot d}=\frac{5\times13.85}{90\times80}=0.0096$$

根据图-5.3.21，查得

$$x_n/d=0.66$$

中性轴为

$$x_n=0.66\times80=52.8\text{cm}$$

锚栓的张拉力合计为

$$Z=\Sigma T=\frac{N(e-D/2+x_n/3)}{D-d_t-x_n/3}=\frac{1948\times(45.8-90/2+52.8/3)}{90-10-52.8/3}=574\text{kN}$$

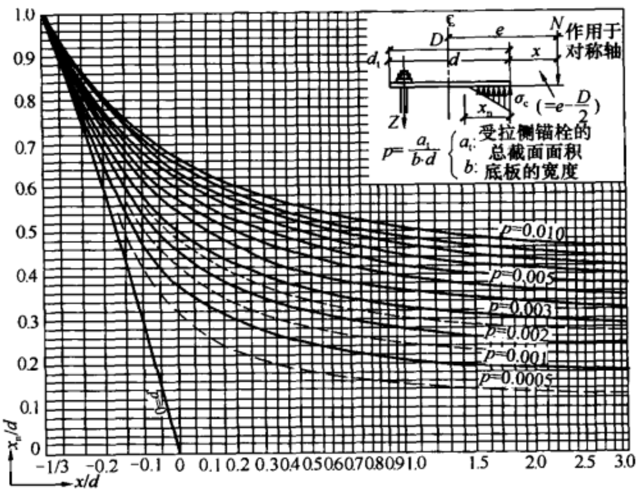


图-5.3.21 底板中性轴位置的计算图表(出处 2)

每根锚栓所受的张拉力，$T=574/5=114.8\text{kN}$。

锚栓轴截面的应力为：

$$\sigma_t=114.8/13.85=8.29\text{kN/cm}^2$$

$$f_t=(23.5/2)\times1.5=17.6\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_t/f_t=8.29/17.6=0.47<1.0 \quad \text{OK}$$

3)柱脚混凝土的最大压缩应力度

$$\sigma_c=\frac{2N(e+D/2-d_{tl})}{b\cdot x_n(D-d_{tl}-x_n/3)}=\frac{2\times1948\times(45.8+90/2-10)}{90\times52.8\times(90-10-52.8/3)}=1.06\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_c=1.06\text{kN/cm}^2<1.6\text{kN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

4) 柱脚剪力的验算

钢和混凝土之间的摩擦系数取 0.4

$$Q_y=0.4(N+T)=0.4\times(1948+574)=1008.8\text{kN}>297\text{kN} \quad \text{OK}$$

5) 柱脚底板厚度的验算

● 为验算柱脚底板厚度，根据设置加劲肋后按照日本建筑学会《钢筋混凝土结构计算用资料集 2002》的两边固定、三边固定板进行计算。

三边固定时

$$\lambda=20/(50/3)=1.20$$

$$M_{\max}=0.084\times1.06\times(50/3)^2=24.7\text{kN}\cdot\text{cm/cm}$$

两边固定时

$$\lambda=20/20=1.0$$

$$M_{\max}=0.29\times1.06\times20^2=123.0\text{kN}\cdot\text{cm/cm}$$

柱脚底板厚度取 $t=5\text{cm}$

$$Z=5^2/6=4.16\text{cm}^3/\text{cm}$$

$$\sigma_b=123.0/4.16=29.6\text{kN/cm}^2$$

$$f_{b1}=1.5\times 32.5/1.3=37.5\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_b/f_{b1}=29.6/37.5=0.79<1.0 \quad \text{OK}$$

● 对柱脚锚栓的验算

$$P=a_t\cdot f_t=13.85\times 23.5/2\times 1.5=244\text{kN}$$

$$M=244\times 10=2440\text{kN}\cdot\text{cm}$$

有效宽度 $B=16.6\text{cm}$（$=50/3$）

$$Z=16.6\times 5^2/6=69.2\text{cm}^3$$

$$\sigma_b=2440/69.2=35.3\text{kN/cm}^2$$

$$f_{b1}=37.5\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_b/f_{b1}=35.3/37.5=0.94<1.0 \quad \text{OK}$$

6）柱脚锚栓有无延伸能力的验算

锚栓的钢材的屈服比在 0.7 以下，所以认为其具有延伸能力。

7）柱脚的保有承载力连接的判断

● 弯曲的验算 M_u

柱构件：　$N=1363+2\times 585=2533\text{kN}$

因为　$N/N_y<A_w/2A$，$M_{pc}=M_p$

$$1.2\times M_{pc}=1.2\times 8569\times 32.5=3303\text{kN}\cdot\text{m}$$

柱脚：　$N_u=0.85\times 90\times 90\times 2.4=16524\text{kN}$

$$T_u=5\times 13.85\times 23.5=1627\text{kN}$$

$$N=2533\text{kN}$$

$$M_u=T_u\cdot d_t+\frac{(N+T_u)\cdot D}{2}\cdot\left(1-\frac{N+T_u}{N_u}\right)$$

$$=1627\times 35+\frac{(2533+1627)\times 90}{2}\cdot\left(1-\frac{4160}{16524}\right)$$

$$=56945+139300=1962\text{kN}\cdot\text{m}<3{,}303\text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{NO}$$

● 剪力验算 Q_u

因为 $N_u-T_u>N$，由摩擦产生的剪力 Q_{fu} 为

$$Q_{fu}=0.5\times(N+T_u)=0.5\times(2533+1627)=2080\text{kN}$$

$$Q_{fu}0.5\times(N_u-T_u)=0.5\times(16524-1627)=7448\text{kN}$$

另外，锚栓的剪切承载力 Q_{su} 为

$$S_u=5\times 13.85\times 23.5/\sqrt{3}=939\text{kN}$$

$$T=N_u-T_u-N=16524-1627-2533=12364\text{kN}>T_u=1627\text{kN}$$

$$T=T_u$$

$$Q_{su}=S_u(1+\sqrt{1-(T/T_u)^2})=939\text{kN}$$

$$Q_u=\max(Q_{fu},Q_{su})=2080\text{kN}>2\times 297=594\text{kN} \quad \text{OK}$$

8）保有承载力连接的验算

因为(柱脚的 M_u)<(1.2×柱的 M_{pc})，所以不满足保有承载力连接。

因此，将 1 层的 D_s 值增加 0.05 后验算其安全性。1 层的 $D_s=0.25$ 增加至 0.30。本建筑

物的保有承载力时的安全率为 $Q_u/Q_{un}=1.2$，0.30/0.25=1.20，因满足要求，不存在问题。

(11) 梁端焊接连接的脆性破坏防止设计

根据《钢梁端部焊接连接的脆性防止指南、同解说》对梁端焊接部是否具有充分的塑性变形能力进行确认。

① 验算方针

- 途径 B（标准验算）进行验算。
- 架构的破坏承载力，取破坏机理（在荷载增量解析中的最后的状态）进行验算。
- 梁翼缘和横贯通隔板的母材以及焊接部分的韧性冲击值 $_vE_{act}$ 具有 70J 以上，拼接破坏承载力系数 $\gamma_f=0$。
- 采用无切割孔工法 $S_r=0$mm。
- 破坏机理根据荷载增量法结果判定为全体破坏形。因此，必要变形性能增大系 C_m 数取 1.0。

以下，作为验算例题，对纯框架结构关于在 X 方向的结果进行阐述。

② 必要变形性能的计算

对在全体破坏型中的最大回转角的塑性变形成分 $_{req}\theta_{bp\max}$ 进行计算。

1）抗震结构计算结果（荷载增量解析）

架构的最终破坏承载力

$$Q_{u1}=8497\text{kN}（最终破坏状态时）$$

架构的屈服承载力

由最初形成塑性铰时的基底剪力系数 $C_B=0.22$

$$Q_{y1}=6284\text{kN}$$

塑性铰形成时 i 层的层间位移角 R_{yi} 等由表-5.3.26 所示。

表-5.3.26 计算过程

层	层重 w_i(kN)	总重量 Σw_i(kN)	层高 h_i(m)	α_i	A_i	$\overline{M}_i$ (kN·m)	disp (cm)	Ry_i (rad)	$\overline{M}_i\cdot R_{yi}$	Σh_j (m)	$wi(\Sigma h_j)^2$
R	4153	4153	4.4	0.145	2.622	47920	1.48	0.0034	160.8	35.5	5234000
9	3921	8074	3.8	0.283	1.881	57700	1.67	0.0044	253.5	31.1	3792000
8	2880	10950	3.8	0.384	1.615	67210	1.92	0.0051	339.9	27.3	2146000
7	2898	13850	3.8	0.485	1.436	75580	2.02	0.0053	402.0	23.5	1600000
6	2914	16770	3.8	0.587	1.305	83150	2.13	0.0056	465.3	19.7	1131000
5	2918	19680	3.8	0.689	1.205	90100	2.20	0.0058	522.1	15.9	737700
4	2931	22620	3.8	0.792	1.124	96570	2.14	0.0056	542.8	12.1	429100
3	2960	25580	3.8	0.895	1.057	102700	2.01	0.0053	544.1	8.3	203900
2	2985	28560	4.5	1.000	1.000	128520	1.49	0.0033	424.7	4.5	60450
Σ	—	—	—	—	—	749500	—	—	3656.0	—	15340000

2）等价单自由度体系作为结构建模的最大塑性率的计算

倾覆力矩

$$\overline{M}_i = A_i \cdot \alpha_i \cdot W_T \cdot h_i$$

$$\overline{M}_{OVT} = \sum_{i=1}^{N} \overline{M}_i = 749500\text{kN} \cdot \text{m}$$

弹性限度内的有效结构转动角

$$R_y^{EF} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \overline{M}_i \cdot R_{yi}}{\overline{K}_{OVT}} = \frac{3656}{749500} = 0.00488 \quad \text{rad}$$

节点转动角和层间位移角的平均值的比

$$\gamma_b = 0.5$$

第 2 分支刚性比

$$k_2 = \frac{1}{1+3\gamma_b} = \frac{1}{1+3\times 0.5} = 0.400$$

形成塑性铰时的荷载和塑性破坏荷载的比

$$\psi = \frac{Q_{y1}}{Q_{u1}} = \frac{6284}{8497} = 0.740$$

达到塑性破坏荷载时的塑性率

$$\mu_c = 1 + \frac{1-\psi}{\psi \cdot k_2} = 1 + \frac{1-0.740}{0.740 \times 0.4} = 1.879$$

考虑层数影响而修正的系数

$$D_N = \frac{\sqrt{W_T \cdot \sum_{i=1}^{N} \{ w_i \ (\sum_{j=1}^{i} h_j)^2 \}}}{\overline{M}_{OVT}} = \frac{\sqrt{28560 \times 15340000}}{749500} = 0.884$$

架构的最终破坏水平承载力的基底剪力换算值

$$C_B^* = \frac{Q_{u1}}{W_T} = \frac{8497}{28560} = 0.298$$

等价单自由度体系结构建模的基本固有周期

$$T_1 = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{R_y^{EF} \cdot D_N^2 \cdot \overline{M}_{OVT}}{g \cdot \psi \cdot C_B^* \cdot W_T}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.00488 \times 0.884^2 \times 748500}{9.8 \times 0.740 \times 0.298 \times 28560}} = 1.353\text{s}$$

设计用基准反应滞回曲线 R_t^* 的规定系数

$$C_0^* = 1.224,\ T_u = 0.864$$

$$T_1 \geqslant T_u$$

$$R_t^* = \frac{T_u}{T_1} = \frac{0.864}{1.353} = 0.639$$

与保有基底剪力系数 C_B^* 相对应的结构特性系数

$$D_S^* = \frac{C_B^*}{Z \cdot C_0^* \cdot R_t^*} = \frac{0.298}{1.0 \times 1.224 \times 0.639} = 0.382$$

半周期的最大地震入力能量率为

$$r_{cycle} = 0.25$$

作为等价单自由度体系结构建模的最大塑性率的计算

$\mu_1 \leqslant \mu_c$：

计算满足以下公式的 μ_1

$$\{2+k_2\cdot(\mu_1-1)\}^2\cdot(\mu_1-1)\cdot(\psi\cdot C_B^*)^2-r_{cycle}\cdot(\mu_1+1)\cdot(C_0^*)^2\cdot D_N^2=0$$

$\mu_1=3.947$：

$$\{2+0.4\times(3.947-1)\}^2\times(3.947-1)\times(0.740\times0.298)^2-0.25\times(3.947+1)\times(1.224)^2\times0.884^2=0$$

$\mu_1>\mu_c$：

$$\mu_1=\frac{2(1+\psi)\cdot\left\{1+\dfrac{(1-\psi)^2}{2\psi\cdot k_2}\right\}\cdot(C_B^*)^2+r_{cycle}\cdot(C_0^*)^2\cdot D_N^2}{2(1+\psi)\cdot(C_B^*)^2-r_{cycle}\cdot(C_0^*)^2\cdot D_N^2}$$

$$=\frac{2\times(1+0.740)\times\left\{1+\dfrac{(1-0.740)^2}{2\times0.740\times0.4}\right\}\times(0.298)^2+0.25\times(1.224)^2\times0.884^2}{2\times(1+0.740)\times(0.298)^2-0.25\times(1.224)^2\times0.884^2}$$

$$=38.97$$

$\mu_2\leqslant\mu_c$：

$$\mu_2=1+\frac{1}{k_2}\cdot\left[\sqrt{1+k_2\cdot r_{cycle}D_N^2\cdot\left(\frac{C_0^*\cdot T_u}{\psi\cdot C_B^*\cdot T_1}\right)^2}-1\right]$$

$$=1+\frac{1}{0.4}\times\left(\sqrt{1+0.4\times0.25\times0.884^2\times\left(\frac{1.224\times0.864}{0.740\times0.298\times1.353}\right)^2}-1\right)$$

$$=2.020$$

$\mu_2>\mu_c$：

$$\mu_2=1+\frac{(1-\psi)^2}{2\psi\cdot k_2}+\frac{r_{cycle}\cdot D_N^2}{2\psi}\cdot\left(\frac{C_0^*\cdot T_u}{C_B^*\cdot T_1}\right)^2$$

$$=1+\frac{(1-0.740)^2}{2\times0.740\times0.4}+\frac{0.25\times0.884^2}{2\times0.740}\times\left(\frac{1.224\times0.864}{0.298\times1.353}\right)^2$$

$$=2.023$$

所以

$$\mu_1=38.97,\ \mu_2=2.023$$

$$\mu=\min(\mu_1,\mu_2)=\min(38.97,2.023)=2.023$$

3）在破坏型中梁的必要变形性能的计算

假定在全体破坏型的场合，其梁的最大转动角的塑性变形成分由

$\mu>\mu_c$

$$_{req}\theta_{bp\max}=\{1.5(\mu_C-1)+(\mu-\mu_C)\}\cdot R_y^{EF}$$

$$=\{1.5\times(1.879-1)+(2.023-1.879)\}\times0.00488$$

$$=0.00722\text{ rad}(1/139\text{ rad})$$

必要变形性能增大补充系数

$$C_m=1.0\quad(\text{全体破坏型})$$

根据以上计算，在破坏型中梁的必要变形性能为

$$_r\theta_{bpm}=1.5\cdot C_m\cdot{}_{req}\theta_{bp\max}=1.5\times1.0\times0.0072=0.0108\text{ rad}(1/139\text{ rad})$$

③ 保有变形性能的计算

作为计算例对 8 层 G101 大梁进行验算

大梁　H-500×200×12×16(SN490B)　[梁全长 $L=6400$mm]

柱　　□-500×500×19 (SN490C)

1)梁端连接部系数的计算

梁的塑性截面系数　$Z_p=2200\ \text{cm}^3$、梁的翼缘侧的塑性截面系数 ${}_fZ_p=1.549\text{cm}^3$

下屈服点为标准的屈服比　$YR_L=0.75$

$$S_r=0\text{mm}(\text{腹板无切割工艺孔方法})$$

$$\gamma_f=1.0\ (vRact\geqslant 70J)$$

$$\alpha=\frac{\gamma_f}{YR_L}\cdot\frac{{}_fZ_p}{Z_p}+\beta\left(1-\frac{{}_fZ_p}{Z_p}\right)=\frac{1.0}{0.75}\times\frac{1549}{2200}+0.766\times\left(1-\frac{1549}{2200}\right)$$

$$=1.165$$

$$\beta=\frac{{}_bt_w\cdot(H-2_bt_f-S_r-X)\cdot(X-S_r)}{Z_r-{}_fZ_p}$$

$$=\frac{12\times(500-2\times16-0-119)\times(119-0)}{2200\times10^3-1549\times10^3}$$

$$=0.766$$

$$X=\frac{-C_2-\sqrt{C_2^2-4C_1\cdot C_3}}{2C_1}$$

$$=\frac{-(2.42\times10^{10})-\sqrt{(2.42\times10^{10})^2-4\times(-1.10\times10^9)\times(1.27\times10^{13})}}{2\times(-1.10\times10^9)}$$

$$=119\text{mm}<\frac{H-2_bt_f}{2}=\frac{500-2\times16}{2}=234\text{mm}$$

$$M_0=\frac{{}_cf^2t_f\cdot{}_cF_y}{4}=\frac{19^2\times325}{4}=29330\ \text{N}$$

$$C_1=-(H-2_bt_f)\cdot\{16M_0+{}_bt_w\cdot(D-{}_ct_f)_bf_y\}$$

$$=-(500-2\times16)\times\{16\times29330+12\times(500-19)\times325\}$$

$$=-1.10\times10^9$$

$$C_2=2\{4M_0\cdot(H-2_bt_f)^2-2M_0\cdot(D-{}_ct_f)^2+(H-2_bt_f)\cdot(D-{}_ct_f)\cdot{}_bt_w\cdot S_r\cdot{}_bF_y\}$$

$$=2\times\{4\times29330\times(500-2\times16)^2-2\times29330\times(500-19)^2$$

$$+(500-2\times16)\times(500-19)\times12\times0\times325\}$$

$$=2.42\times10^{10}$$

$$C_3=4M_0\cdot(D-{}_ct_f)^2\cdot(H-2_bt_f)-(H-{}_2t_f)\cdot(D-{}_ct_f)\cdot{}_bt_w\cdot S_t^2\cdot{}_bF_y$$

$$=4\times29331\times(500-19)^2\times(500-2\times16)-(500-2\times16)$$

$$\times (500-19)\times 12\times 0^2\times 325$$

$$=1.27\times 10^{13}$$

2）保有塑性转动角的计算

$$YR_L=0.75\rightarrow a=11.2,\ b=6.21$$

$$\alpha_0=\frac{\gamma_f}{YR_L}\cdot\frac{{}_fZ_p}{Z_p}+\left(1+\frac{{}_fZ_p}{Z_p}\right)=\frac{1.0}{0.75}\times\frac{1549}{2200}+\left(1+\frac{1549}{2200}=1.235\right.$$

$$_a\theta_{bmp}=\frac{F}{E}\cdot\frac{L}{H}\cdot\frac{a\cdot(\alpha-1)}{(b+1)\cdot(b+2)\cdot(\alpha_0-1)^2\cdot\alpha^2}$$

$$\cdot\{\alpha_0^{b+1}[(b+1)\cdot(\alpha_0-1)\cdot\alpha+(\alpha_0-\alpha)]$$

$$-(b+1)\cdot(\alpha_0-1)+(\alpha_0-\alpha)\}$$

$$=\frac{325}{205000}\times\frac{6{,}400}{500}\times\frac{11.2\times(1.165-1)}{(6.21+1)\times(6.21+2)\times(1.235-1)^2\times 1.165^2}$$

$$\times\{1.235^{6.21+1}\times[(6.21+1)\times(1.235-1)\times 1.165+(1.235-1.165)]$$

$$-(6.21+1)\times(1.235-1)+(1.235-1.165)\}$$

$$=0.0654\text{rad}$$

④ 脆性破坏防止的判断

1）由混凝土楼板的保有塑性转动角的降低系数的计算

$$\beta_s=\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{H-x_{pn}}=\frac{1}{2}\times\frac{500}{500-22.5}=0.524$$

$$x_{pn}=\frac{H-h_g}{2}=\frac{500-455}{2}=22.5\text{mm}$$

$$h_g=\frac{C}{{}_bt_w\cdot{}_bF_y}=\frac{1775\times 10^3}{12\times 325}=455\text{mm}$$

$$C=1.3\cdot f_c\cdot{}_xt_c\cdot D=1.3\times 21\times 130\times 500=1775\times 10^3\text{N}$$

2）判断结果

$_r\gamma_p={}_a\gamma_p=1.0$（考虑安全性故节点域连接板的塑性化不予考虑）

$$\left.\begin{aligned}&{}_r\gamma_p\cdot{}_r\theta_{bpm}=1.0\times 0.0107=0.0107\text{ rad}\\&{}_a\gamma_p\cdot\beta_s\cdot{}_a\theta_{bpm}=1.0\times 0.524\times 0.0654=0.0343\text{ rad}\end{aligned}\right\}\ {}_a\gamma_p\cdot{}_r\theta_{bpm}<{}_a\gamma_p\cdot\beta_s\cdot{}_a\theta_{bpm}$$

根据以上计算结果，8 层 G101 大梁端部的保有变形性能比必要变形性能大，判断为能防止破坏的发生。其他各层的 G101 大梁的计算结果如表-5.3.27 所示。

同时，也对韧性冲击值在 70J 以上并且梁腹板部采用无工艺切割孔方式进行了计算。为了掌握对韧性冲击值的影响，对韧性冲击值在 27J 时按有工艺切割孔和无工艺切割孔作了比较，其结果如表-5.3.28 所示。梁翼缘的厚度较薄则变形性能低劣，R 层的大梁在有工艺切割孔的情况，${}_a\gamma_p\cdot\beta_s\cdot a\theta_{bpm}=0.0044$rad 不能满足必要变形性能，与此相对，梁端部腹板采用无工艺

切割孔时，$_a\gamma_p \cdot \beta_s \cdot {}_a\theta_{bpm}$ =0.0128rad 能够满足变形性能要求。为了保持连接部的充分的变形性能，不能一味提高钢结构构件材质的韧性等级，在焊接部详细连接方法上花些工夫处理也有可能改善和满足所需要的变形性能。

表-5.3.27　大梁的保有变形性能

层	截面尺寸	$_fZ_p/Z_p$	β	α	α_0	$_a\theta_{bpm}$ (rad)	β_s	$_r\theta_{bpm}$ (rad)	$_r\gamma_p \cdot {}_r\theta_{bpm}$ (rad)		$_a\gamma_p \cdot \beta_s \cdot {}_a\theta_{bpm}$ (rad)	判定
R	H-500×200×12×16 □-500×500×19	0.70	0.766	1.072	1.141	0.0654	0.515	0.0108	0.0108	<	0.0337	OK
9	H-500×200×12×16 □-500×500×19	0.70	0.766	1.165	1.235	0.0654	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0342	OK
8	H-500×200×12×16 □-500×500×19	0.70	0.766	1.165	1.235	0.0654	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0342	OK
7	H-500×200×12×19 □-500×500×22	0.74	0.836	1.205	1.248	0.0803	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0420	OK
6	H-500×200×12×19 □-500×500×22	0.74	0.836	1.205	1.248	0.0803	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0420	OK
5	H-500×200×12×22 □-500×500×22	0.77	0.838	1.221	1.258	0.0877	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0459	OK
4	H-500×200×12×22 □-500×500×25	0.77	0.887	1.232	1.258	0.0908	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0475	OK
3	H-500×200×12×22 □-500×500×25	0.77	0.887	1.232	1.258	0.0908	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0475	OK
2	H-500×200×12×22 □-500×500×25	0.77	0.887	1.232	1.258	0.0908	0.524	0.0108	0.0108	<	0.0475	OK

表-5.3.28　大梁的保有性能的比较

层	$_r\gamma_p \cdot {}_r\theta_{bpm}$ (rad)	$_a\gamma_p \cdot \beta_s \cdot {}_a\theta_{bpm}$ (rad)					
R	0.0108	0.0337	OK	0.0128	OK	0.0044	NO
9	0.0108	0.0342	OK	0.0130	OK	0.0045	NO
8	0.0108	0.0342	OK	0.0130	OK	0.0045	NO
7	0.0108	0.0420	OK	0.0182	OK	0.0107	NO
6	0.0108	0.0420	OK	0.0182	OK	0.0107	NO
5	0.0108	0.0459	OK	0.0202	OK	0.0137	OK
4	0.0108	0.0475	OK	0.0216	OK	0.0147	OK
3	0.0108	0.0475	OK	0.0216	OK	0.0147	OK
2	0.0108	0.0475	OK	0.0216	OK	0.0147	OK
韧性冲击值		70J		27J		27J	
切割工艺孔形式		无切割工艺孔		无切割工艺孔		有切割工艺孔	

5-4 极限承载力计算

5-4-1 与保有水平承载力的不同点

保有水平承载力计算是根据建筑物的固有周期和构件、建筑物的延性以及从偏心率、刚性率算出建筑物的必要承载力，并确认建筑物保有其以上的承载力的计算法。而极限承载力计算是对假定的荷载、外力，算出架构或者构件发生多少程度的变形和构件应力的反应值，并确认其反应值不超过其极限值，以此来确认建筑物的安全性的计算法。求解架构和构件的反应值在某种程度上可以说是较后叙的时程反应解析法更方便的方法。极限承载力计算，因为基本上是对其变形进行评价并算出其直接反应值和极限值并进行比较，所以建筑基准法所规定的规格中，可以将结构计算上不能确认的耐久性等规定的项目的适用性除外（耐久性等关系规定）。

5-4-2 由等价线性化手法来反应加速度、反应位移的推算方法

当某地震波被输入时，注意在单质点振动模型中所产生的加速度和速度、位移的最大值，进而考虑在此质点系中的固有周期以及作为参数的衰减指数所形成的曲线就是其反应谱。如果利用此反应谱，事先对其每个衰减指数作出计算和决定，那么就能不通过反应解析而求出此地震波下任意的自振周期的弹性单质点系的最大反应值。但因为实际的建筑物必须考虑其塑性状态的反应性质，而由反应谱求解只可能求出其弹性反应，不适用于弹塑性反应。这里，求解弹塑性体系的反应时，采用从弹性体系模型中的等价固有周期和等价粘性衰减参数置换反应值的等价线性化手法。

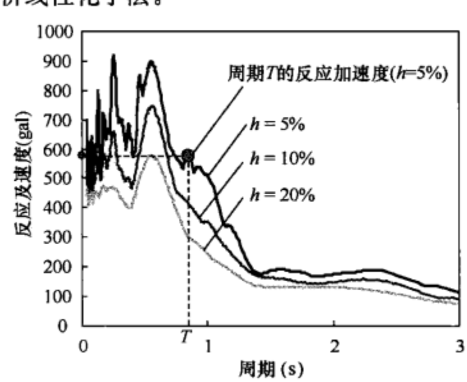


图-5.4.1 加速度反应谱

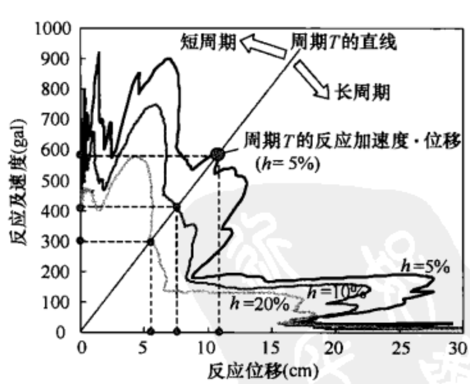


图-5.4.2 需求谱

图-5.4.1是对实际的地震波 El Centro 波的加速度反应谱进行等价线性化手法后，衰减5%、10%、20%的反应谱。

假定衰减指数为较小状况，速度 S_v 和位移 S_d 的各自相对关系 $S_v \approx (T/2\pi) \approx S_a, S_d \approx (T/2\pi)^2 \approx S_a$ 成立。以纵轴表示加速度反应，横轴表示位移反应，可以得到图-5.4.2 所示 $S_a - S_d$ 关系图。在衰减指数中此 $S_a - S_d$ 关系图称为需求谱。在需求谱中以原点为始点的直线倾斜角以 $S_a/S_d = (2\pi/T)^2$ 的直线的周期来表示，其和需求谱的交点即表示为其在周期、衰减状态中的反应加速度和反应位移。

在极限承载力计算中，根据荷载增量解析方法算出建筑物的固有周期及衰减。通过荷载增量解析方法求得各楼层剪力—位移关系（图-5.4.3）并模拟为单质点体系，求解如图-5.4.4 所示的在单质点体系中以加速度和位移关系来表示的承载力谱。承载力谱上的点和原点连接直线的倾斜角，和前述 $S_a - S_d$ 图同样，用其位移的周期（等价周期）来表示。

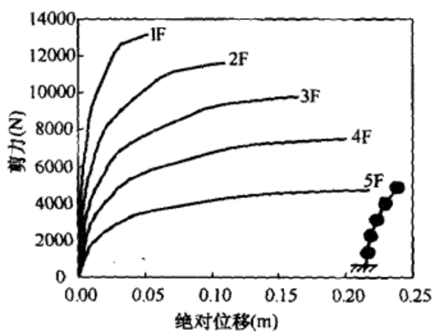


图-5.4.3　各层的剪力—位移关系

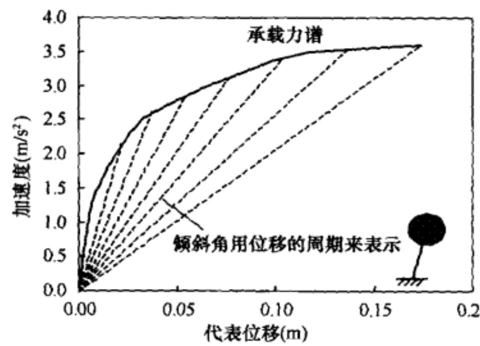


图-5.4.4　承载力反应谱

图-5.4.5 将承载力谱和需求谱重叠表示在同一图上，承载力谱和各衰减需求谱的交点，表示了单质点体系中的反应值。但实际上，如图-5.4.5 所表示的等价黏性衰减指数是随着变形而变化的，所以在求解与需求谱的交点的衰减亦是变化的。

极限承载力计算法的考虑方法虽然是按照实际测到的地震观测波的反应谱来进行的。但在作为假定地震力不是采用具体的加速度波形，而是定义为如图-5.4.6 所表示的设计反应谱。

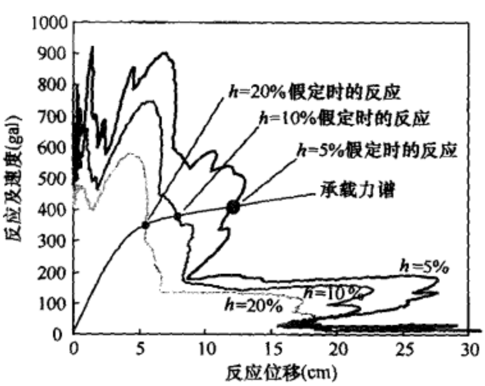


图-5.4.5　$S_a - S_d$ 图

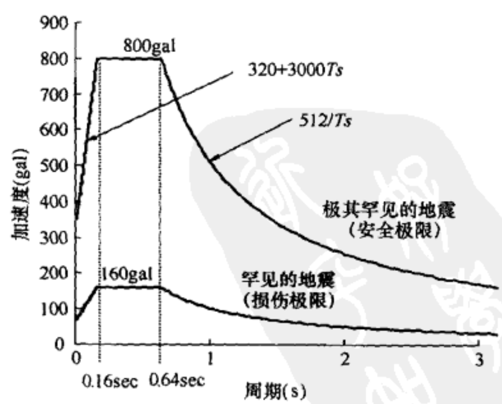


图-5.4.6　设计的加速度反应谱：S_o

如以上所述，极限承载力计算法是对单质点体系模型进行等价线性化手法为前提的。对于那些不适用于单质点体系的模型，或者不适用于使用等价线性化法的建筑物，当然不适用于使用极限承载力计算法。具体来讲，对那些由高次振型起卓越作用的建筑物，有偏心而产生扭转振动的建筑物，由大跨度产生竖向振动的建筑物，塑性率极端大并仅在特定方向发生残余变形的建筑物等，应注意其是否适于使用极限承载力计算法。

5-4-3 极限承载力计算的结构设计流程

图-5.4.7 为极限承载力计算的流程图。

① 对建筑物的恒载、活载以及使用期间中可能遭遇数次的罕见的雪荷载、风荷载按容许应力度计算法验算建筑物是否受损。

② 对极其罕见的最大级（可能为数百年一遇的程度）的雪荷载、风荷载作用，确认建筑物的结构承载力上主要部分所产生的应力是否在其材料强度计算求得的承载力以下。

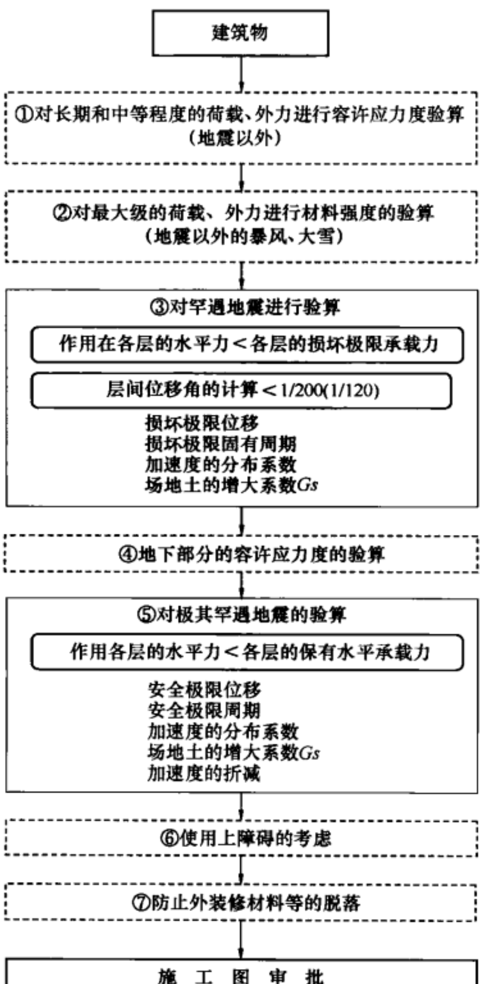


图-5.4.7　极限承载力计算的结构计算流程

③ 在确认由罕遇地震产生的水平地震作用时，建筑物的地上部分的各层范围内不超过其损伤极限承载力的同时，验算建筑物各层的层间位移角不超过 1/200 当结构承载力上主要部分的变形不会给建筑物带来显著损伤时为 1/120。（当外墙采用轻质加气混凝土 ALC 板时适用此条（译者加注））。

④ 确认由罕遇地震产生的地震力对地下部的结构承载力上主要部分所产生的应力度在短期容许应力度以下。即，对地下部分结构而言可以不考虑极其罕遇地震的影响。

⑤ 确认由极其罕遇地震所产生的各层水平地震力，是否超过其安全极限承载力范围。

⑥ 对梁和楼板，按平 12 建告第 1459 号规定，确认其变形是否在规定值以内。

⑦ 对屋面装修材料、外墙装修材料以及独立外墙根据国土交通部所定标准（告示平 12 建告第 1458 号）进行结构计算，确认风荷载、地震作用状态下的结构安全性。

5-4-4 加速度反应谱的算出

极限承载力计算法作为在考虑地震作用的基础上规定了其设计用加速度谱 S_0（见前图-5.4.6）。安全极限承载力计算时的极其罕遇地震加速度假定为损坏极限承载力计算时的地震

加速度的 5 倍。根据场地土类别和建筑物的固有周期其加速度谱，要考虑其增大率 Gs。

表-5.4.1　简算法的 Gs 值

场地类别	建筑物的固有周期	Gs
第 1 种	$T<0.576$	1.5
	$0.576<T<0.64$	$0.864/T$
	$0.64<T$	1.35
第 2 种	$T<0.64$	1.5
	$0.64<T<0.864$	$1.5\ (T/0.64)$
	$0.864<T$	2.025
第 3 种	$T<0.64$	1.5
	$0.64<T<1.152$	$1.5\ (T/0.64)$
	$1.152<T$	2.7

加速度增大率 Gs 的计算方法有简算法和精算法。对于罕遇地震作用时损坏极限的验算规定为必须按照简算法执行（告示 平 12 建告第 1457 号第 10 第 2 项第二号）。简算法由告示 昭 55 建告第 1793 号第 2 按所规定的场地土的类别计算其增大率，由告示 平 12 建告第 1457 号第 10 如表-5.4.1 所示规定。此时地表面的加速度，假设与保有水平承载力计算时所用 R_t 谱几乎一致，由图-5.4.8 所示。

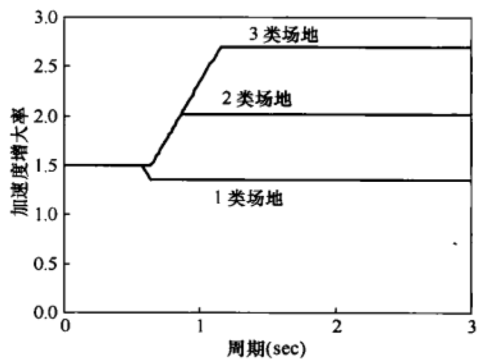


图-5.4.8　简算法的 Gs

极其罕遇地震的验算，是对拟建场地的地质调查得到的场地覆盖土层中各代表土层的剪切波速（V_s）和剪切刚度（G），衰减参数（h），剪切变形（γ），求解得到各土层的动态非线性特性（$G—\gamma$ 曲线，$h—\gamma$ 曲线），并根据 1 次元波动论对 Gs 的增大率进行精确计算。

根据精算法求解 Gs 的增大率方法由平 12 建告第 1457 号第 7 表-5.4.2 所示规定。但计算结果 Gs 小于 1.23 时取值为 1.23。

T_1、T_2 为表面土层的一次卓越周期和二次卓越周期。

$$T_1=\frac{4\ (\Sigma H_i)^2}{\Sigma\sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}H_i}\ ,T_2=\frac{T_1}{3} \tag{5.4.1}$$

Gs_1、Gs_2 为表面土层对一次卓越周期、二次卓越周期的增大率，

$$Gs_1=\frac{1}{1.57h+\alpha}\ ,Gs_2=\frac{1}{4.71h+\alpha} \tag{5.4.2}$$

这里，H_i 为场地覆盖土层中的各代表土层的厚度，G_i 为地震时的各代表土层的剪切刚度。Go_i 为根据地质调查结果所得到地震时的各代表土层相对剪切变形乘以折减系数的数值。

$$Go_i=\rho_i\cdot Vs_i^2 \tag{5.4.3}$$

表-5.4.2　地基增大率 G_s 精算法

安全极限固有周期 T	G_s
$T \leqslant 0.8T_2$	$G_s = G_{s2}\dfrac{T}{0.8T_2}$
$0.8T_2 < T \leqslant 0.8T_1$	$G_s = \dfrac{G_{s1}-G_{s2}}{0.8(T_1-T_2)}T + G_{s2} - 0.8\dfrac{G_{s1}-G_{s2}}{0.8(T_1-T_2)}T_2$
$0.8T_1 < T \leqslant 1.2T_1$	$G_s = G_{s1}$
$1.2T_1 < T$	$G_s = \dfrac{G_{s1}-1}{\dfrac{1}{1.2T_1}-0.1}\cdot\dfrac{1}{T} + G_{s1} - \dfrac{G_{s1}-1}{\dfrac{1}{1.2T_1}-0.1}\cdot\dfrac{1}{1.2T_1}$

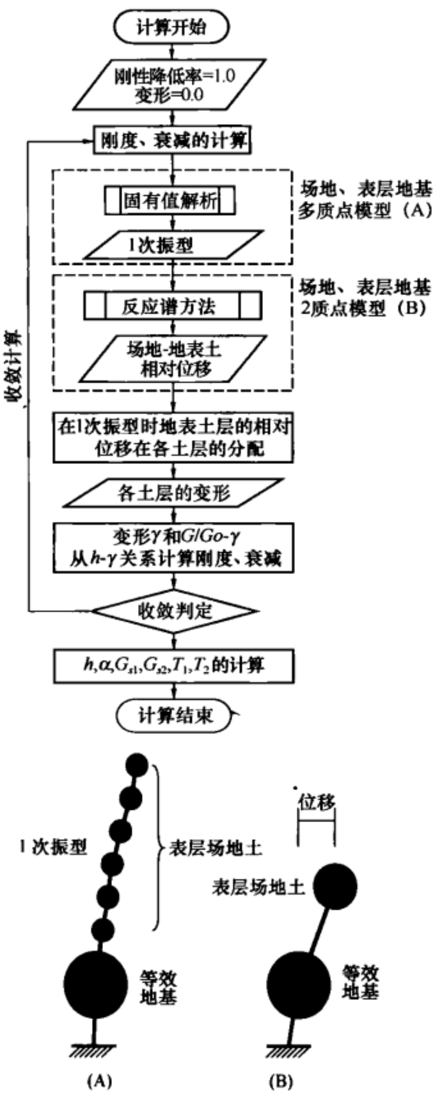


图-5.4.9　G_i，h_i，u_i 的计算流程

这里，Vs_i 为根据地质调查求得的场地覆盖土层中各代表土层的剪切波速，ρ_i 为根据地质调查所求得的各代表土层的质量密度。α 为表层地基覆盖土层和等效场地覆盖层厚度的波动阻尼比，由以下公式表示。

$$\alpha = \frac{\Sigma\sqrt{\dfrac{G_i}{\rho_i}}H_i \cdot \Sigma\rho_i H_i}{(\Sigma H_i)^2}\cdot\frac{1}{\rho_B \cdot V_B} = \frac{\rho_E \cdot Vs_E}{\rho_B \cdot V_B} \tag{5.4.4}$$

其中，ρ_B 为由地质调查所求得的等效场地土的密度，V_B 为等效场地土的剪切波速，ρ_E 为覆盖层的平均密度。

$$\rho_E = \frac{\Sigma\rho_i H_i}{\Sigma H_i} \tag{5.4.5}$$

Vs_E 为覆盖层的平均剪切波速。

$$Vs_E = \frac{\Sigma\sqrt{\dfrac{G_i}{\rho_i}}H_i}{\Sigma H_i} \tag{5.4.6}$$

h 为地震时的覆盖层能量吸收程度的指数。

$$h = \frac{\Sigma h_i w_i}{\Sigma w_i} \tag{5.4.7}$$

这里，h_i 是根据地质调查结果所得的场地覆盖土层中各代表层土层的衰减指数，由地震时所产生覆盖土层的剪切变形计算而得到的数据。w_i 为地震时场地覆盖土层中各代表土层以最大弹性变形能量表示的数值，

$$w_i = \frac{G_i}{2H_i}(u_{i+1}-u_i)^2 \tag{5.4.8}$$

u_i 为地震时场地覆盖土层中的各代表土层对其等效场地土的最上层土层的相对位移。

G_i、h_i、u_i 为如图-5.4.9 所示的曲线形状趋势

那样进行其收敛计算。

进而，关于建筑物和场地土的相互作用可以考虑其影响乘以关系系数 β，但当 β 小于 0.75 时取 0.75。

$$\beta=\frac{K_{hb}\left\{1-\left(1-\frac{1}{Gs}\right)\frac{D_e}{\Sigma H_i}\right\}+K_{he}}{K_{hb}+K_{he}} \tag{5.4.9}$$

K_{hb} 为由地质调查所求得建筑物的地下部分的底面的水平地基弹簧指数，D_e 为地表面至基础底面的深度，K_{he} 为由地质调查所求得的建筑物的地下部分的侧面水平地基弹簧指数。

图-5.4.10 所示为按照精算法求增大率的例题。根据告示 平 12 建告第 1457 号第 10 及其解说，使用精算法时，设计场地土和表面土层应满足以下条件。

① 由地质调查所求得的等效场地土应有充分的深度和厚度以及刚度，并且应满足以下规范条件：

- 等效场地土的剪切波速在 400m/s 以上。
- 相当于洪积层土层厚度 5m 以上。
- 精算法适用于由多层平行土层构成的场地覆盖土层，根据一次元波动理论的 Gs 增大计算公式求解。此时，等效场地在建筑物的中心下部，在表面土层的厚度的 5 倍程度的范围内的土层的厚度为均匀分布并且倾斜在 5 度以下。

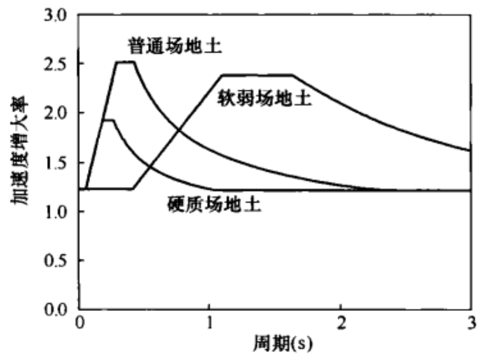


图-5.4.10　精算法 Gs

当倾斜程度为 10 度时，取拟建场地的两端假定等效场地土深度为 2.5 倍程度范围，并且由两端部场地土特性求得的 Gs 增大率包络决定 Gs 增大率。

② 必须确认表面土层的液化发生的可能性。

(a) 需要进行判断的土层条件

- 从地面开始 20m 深范围内的冲积层。
- 粒径为比较均一的中砂等砂质土，并且细粒成分的含有率在 35%以下。
- 细粒成分含有率在 35%以上的土层，黏土成分在 10%以下，并且塑性指数在 15%以下的回填土层。
- 地下水位以下的地下水饱和的土层。
- 贯入度 N 值约在 15 以下。

(b) 液化土层的判断条件

- 对最大加速度 150gal 以上，确认其不存在发生液化的可能性。
- 对最大加速度 350gal 以上，确认其发生液化的程度为轻微，危险度为低的状态。如不能满足时，应通过地基改良消除液化发生的可能性。

③ 确认建设场地或者周围没有低洼等显著的倾斜场地。

④ 根据在场地土中产生的剪切变形因其剪切刚度逐渐减小，对其非线性特征等场地特征进行适当的评价。

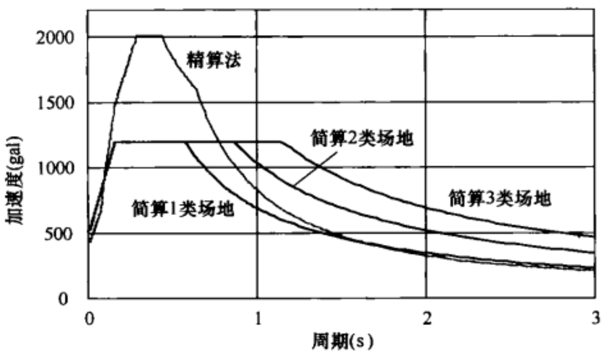


图-5.4.11　地表面加速度的例子

⑤ 波动阻尼（场地土的密度和剪切波速的乘积）从较大层至较小层的波动被传递时，波动阻尼的变化按较大层为等效场地土进行验算。

根据简算法或者精算法求得加速度增大率 Gs，和等效场地土的加速度反应谱的乘积求解地表面的反应谱。图-5.4.11 是对第 2 类场地土使用由精算法求得的 Gs 和使用由简算法求得的 Gs 进而求解地面加速度的计算例。其结果可以明确反映出由于场地土类别的不同其加速度反应谱发生很大的变化。特别是固有周期超过约 1s 的建筑物，位于第 1 类别场地土条件时其加速度值为第 2 类别场地土的 1/1.5，为第 3 类别场地土的 1/2，所以对其场地土类别必须进行详细的研讨。

5-4-5　外力分布的计算

极限承载力的计算，建筑物的外力和变形的关系是以使用荷载增量法进行解析为前提。此时建筑物所承受外力的分布形状使用 bd_i 确定分布。分布系数 bd_i 根据各层的变形以及损伤极限时的周期算出刺激系数进行计算而得。但除地下层、地上层数为 5 层以下的建筑物可以按容许应力度计算及保有水平承载力计算时所使用的地震层剪力系数的沿层高度方向的分布，即从 A_i 分布换算成 bd_i 分布亦可。这里将按照 A_i 分布换算至 bd_i 分布进行说明。

最上层　$$bd_T = 1 + (\sqrt{\alpha_T} - \alpha_T^2)\,\frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \cdot \frac{\Sigma m_i}{m_T} \qquad (5.4.10)$$

一般层　$$bd_i = 1 + (\sqrt{\alpha_i} - \sqrt{\alpha_{i+1}} - \alpha_i^2 + \alpha_{i+1}^2) \cdot \frac{2h(0.02 + 0.01\lambda)}{1 + 3h(0.02 + 0.01\lambda)} \cdot \frac{\Sigma m_i}{m_i} \qquad (5.4.11)$$

h 为建筑物高度，λ 为钢结构部分的高度对建筑物总高度 h 的比，m_i 为第 i 层的重量，α_i 为计算对象 bd_i 的高度部分的重量（恒载和活载的和）对地上层整个建筑物的重量（恒载＋活载）的比值。

5-4-6　损坏极限承载力的验证

作为对罕遇地震安全性的验证，确认损坏极限承载力 Qd 要超过其必要损坏极限承载力 Qdn。具体可根据荷载增量解析求解建筑物的荷载-变形关系并模拟成单质点自由度体系，求得如图-5.4.12 所示单质点体系中以加速度和位移关系所表示的承载力谱。损坏极限时的衰减，为等价粘性衰减的 5%。

(1) 损坏极限承载力的计算

建筑物的损坏极限是当建筑物的任何部位达到容许应力度时，损坏极限承载力 Qd 与基底剪力相同。具体来说是使用荷载增量解析的结果，对构件的截面进行容许应力度的验证，寻找到

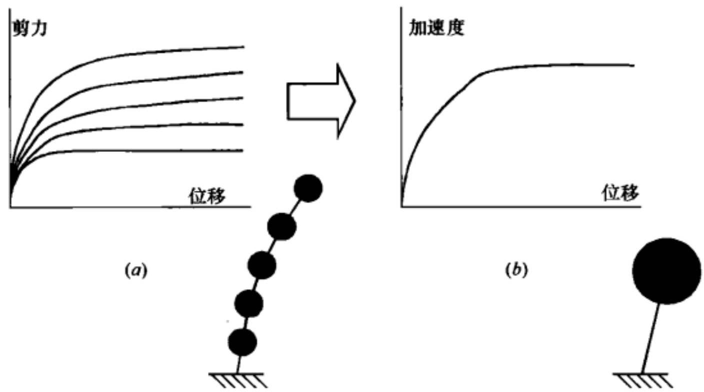


图-5.4.12　承载力谱

(*a*) 由荷载增量解析模拟为多质点体系的荷载-位移关系；(*b*) 模拟为单质点体系的荷载-位移关系

无论哪个构件均已达到容许应力度时的荷载阶段。此时的 1 层的层剪力就为损坏极限承载力 Qd。

(2) 必要损坏极限承载力 *Qdn* 的计算

求出单质点体系中被置换的承载力谱，计算出与损坏极限要求谱的交点即为极限承载力 Qdn。首先，在单质点体系中对于置换模型求解出损坏极限时的固有周期 Td。

损坏固有周期

$$Td = 2\pi\sqrt{Mu_d \frac{\Delta d}{Qd}} \tag{5.4.12}$$

这里，Qd 为损坏极限承载力，Mu_d 为将多质点体系转换成单质点体系时的有效质量，亦为在多质点体系中产生 1 次振型时的有效质量。根据以下公式计算。

有效质量

$$Mu_d = \frac{(\Sigma m_i \cdot \delta d_i)^2}{\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2} \tag{5.4.13}$$

其中，m_i 为各层的质量，δd_i 为在损坏极限承载力时的相对各层地表面的位移。

在损坏固有周期的计算式中，Δd 表示代表位移，作为多质点体系转换成单质点体系的位移根据以下公式计算。

代表位移

$$\Delta d = \frac{\Sigma m_i \delta d_i^2}{\Sigma m_i \delta d_i} \tag{5.4.14}$$

利用求得的损坏固有周期，求解场地增大率 Gs。必要损坏极限承载力 Qdn 是根据固有周期 Td，通过以下公式对总水平力进行计算。

$Td < 0.16$ 时　　$Pd_i = (0.64 + 6 \cdot Td) \cdot m_i \cdot Bd_i \cdot Z \cdot Gs$　　(5.4.15a)

$0.16 \leqslant Td < 0.64$ 时　　$Pd_i = 1.6 \cdot m_i \cdot Bd_i \cdot Z \cdot Gs$　　(5.4.15b)

$0.64 \leqslant Td$ 时　　$Pd_i = (1.024/Td) \cdot m_i \cdot Bd_i \cdot Z \cdot Gs$　　(5.4.15c)

这里，$Bd_i = p \cdot q \cdot (Mu_d/\Sigma m_i) \cdot bd_i$。　　(5.4.16)

进而，当必要损坏极限承载力 Qdn 由需求谱 S_0，区域系数取 Z 时，可以由以下公式计算。

$$Qdn = Z \cdot S_0 \cdot Gs \cdot p \cdot q \cdot Mu_d \tag{5.4.17}$$

这里的系数 p 是对低层建筑物的修正系数，由建筑物的层数以及 Td 查表-5.4.3 所得。系数 q 是对有效质量的修正系数，是对高振型建筑物的有效质量比（对建筑的总重与有效质量的

比：$Mu_d/\Sigma m_i$）为确保相当于0.75时加速度输入的调整系数（表-5.4.4）。

如用反应加速度 Sdn 来表现必要损坏极限承载力 Qdn 时采用以下公式。

$$Sdn = Qdn/Mu_d \tag{5.4.18}$$

表-5.4.3　p 的值

层数	$Td \leqslant 0.16$ 秒	$Td > 0.16$ 秒
5 以上	1.00	1.00
4	$1.00-\frac{0.05}{0.16}Td$	0.95
3	$1.00-\frac{0.10}{0.16}Td$	0.90
2	$1.00-\frac{0.15}{0.16}Td$	0.85
1	$1.00-\frac{0.20}{0.16}Td$	0.80

表-5.4.4　q 的值

有效质量比	q
0.75 以下	$0.75\frac{\Sigma m_i}{Mu_d}$
0.75 以上	1.0

(3) 损坏极限承载力和必要损坏承载力的比较

确认必须满足 $Qd \geqslant Qdn$ 在承载力谱上如图-5.4.13 所示，在钢结构场合中必要损坏极限 Qd 与“反应值”一致。在由裂纹引起刚度降低的混凝土结构中，至损坏极限为止的恢复力特性不能用直线来表示的场合，必要损坏极限与“反应值”不一致，此时必须按 5-4-9 节所示方法求解真的“反应值”。

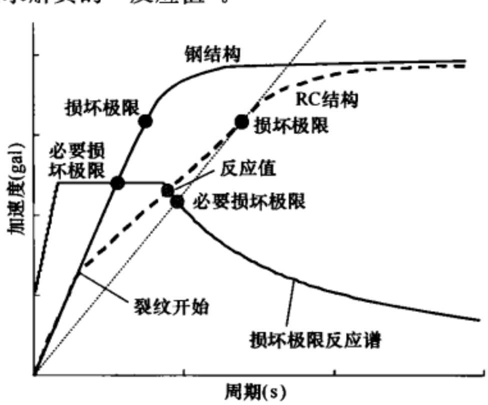


图-5.4.13　损坏极限承载力的讨论

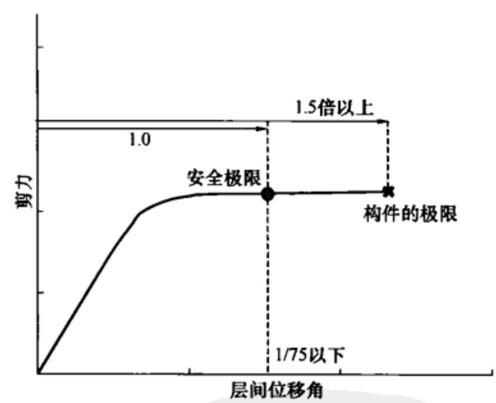


图-5.4.14　安全极限位移

(4) 最大层间位移角 1/200 的确认

确认在损坏极限时各层的最大层间位移角在 1/200 以内（如建筑物的变形不发生显著损坏时为 1/120，※特例为外墙采用轻质混凝土 ALC 板时适用（译者注））。

5-4-7　安全极限承载力的计算

(1) 安全极限位移

确认建筑物在罕遇地震作用下的反应，在建筑物的安全极限以下。与损坏极限相同，应确

认安全极限承载力 Qs 必须超过安全极限承载力 Qsu。建筑物的安全极限为，对于建筑物的任何部分达到安全极限位移（例如剪切破坏和失稳等），保持变形在 1.5 倍余量状态时，（告示 平 12 建告第 1457 号第 7 第 3 项），此时的安全极限承载力就相当于基底剪力（图-5.4.14）。具体的是由设计者设定安全极限位移在层间位移角 1/75 以下（告示 平 12 建告第 1457 号第 6 第 2 项），确认其必须满足必要安全极限承载力。进而，对安全极限变形的 1.5 倍时的位移和应力，确认其各个构件应在安全极限范围内。

在求解安全极限位移场合，所使用荷载增量解析的外力分布形状与损伤极限承载力相同。

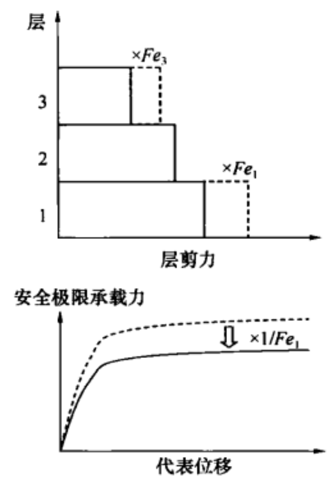


图-5.4.15　偏心的影响

(2) 由偏心率推算必要承载力的增大系数 F_e

在极限承载力的计算中，与保有水平承载力计算中的由层刚性率产生的增大系数 F_s 相同，由于考虑了有效质量（比），可仅考虑由偏心率所引起的增大率。作为考虑 F_e 的一个方法，按剪力分布系数将有偏心楼层的荷载乘以 F_{ei} 倍进行荷载增量解析。并根据结果求解安全极限承载力，能以按 $1/F_{e1}$ 倍比例进行评价（图-5.4.15）。

5-4-8　必要安全承载力的计算

有效质量、代表位移、p、q、和安全极限固有周期等，与损坏极限同样求出。

安全极限状态时，与损坏极限不同，建筑物因为产生塑性化，其塑性程度作为等价粘性指数来评价，必须通过反应谱来进行。

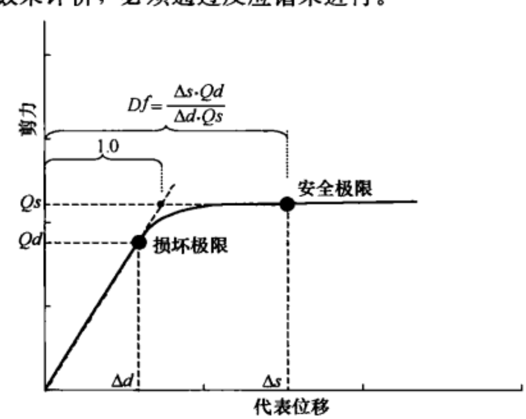


图-5.4.16　②-1　Df 计算法

作为建筑物的等价黏性衰减参数 h 的求解方法，有：①通过对各个构件的衰减特性的计算后累积起来的方法②换算成在单质点体系中的剪力-位移的双线滞回曲线关系，并根据告示平 12 建告第 1457 号第 9 第 2 项所示计算方法求解其塑性率。单质点体系双线滞回曲线模型计算方法进而可分为 2 种。②-1 如图-5.4.16 所示以初期刚度为原点与损坏极限点直线连接，以屈服承载力作为其安全极限承载力的方法（此方法不适用于 RC 结构）和②-2 如图-5.4.17 所示以屈服承载力作为其安全极限承载力，初期刚度在单质点体系模型中的剪力-位移关系的包络面积的等价面积方法来决定。当全层都产生塑性铰时，上述 2 种方法都适用。当塑性铰只在某些部分发生而引起破坏时，必须使用第①种方法。第②种方法中的建筑物的表现衰减数值 h 可以用以下公式计算。

$$h=\gamma_1\cdot\left(1-\frac{1}{\sqrt{Df}}\right)+0.05 \tag{5.4.19}$$

γ_1 为根据构件的结构形式来表现建筑物的衰减特性系数。纯框架结构的滞回特性呈较大等价衰减时取 0.25，壁式框架和支撑结构等滞回吸收能量小时取 0.20。D_f 是表示建筑物的塑性程度的数值，可以用以下公式计算。

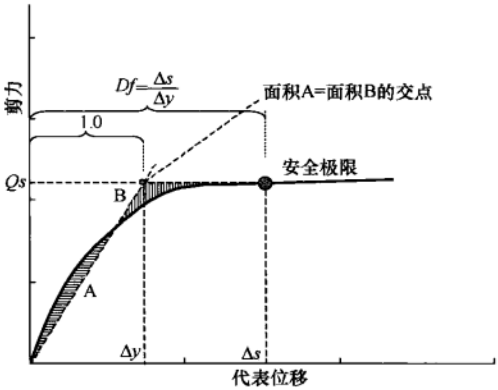


图-5.4.17 ②-2 Df 计算法

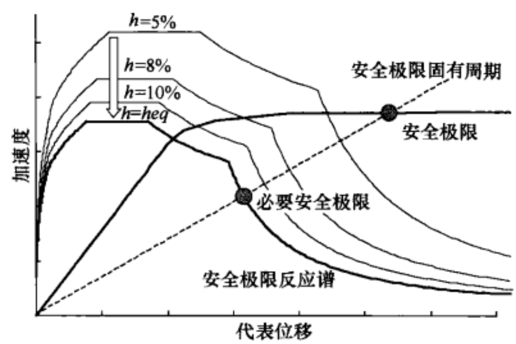


图-5.4.18 安全极限承载力的讨论

②—1 时（图-5.4.16） $$Df=\frac{\Delta s\cdot Qd}{\Delta d\cdot Qs} \tag{5.4.20}$$

②—2 时（图-5.4.17） $$Df=\frac{\Delta s}{\Delta d} \tag{5.4.21}$$

h 的计算公式中的最后项的 0.05 是考虑在弹性时的相当于等价粘性指数（5%）的数值。加速度折减率 Fh，可以用 h 通过以下公式计算。

$$Fh=\frac{1.5}{1+10h} \tag{5.4.22}$$

根据以上推导过程，必要安全极限承载力 Qsn 可以用以下公式计算。

$$Qsn=Z\cdot S_0\cdot\beta\cdot Gs\cdot Fh\cdot p\cdot q\cdot Mu_d \tag{5.4.23}$$

其中，β 为建筑物和场地土表层地基的相互作用系数，最低可取 0.75。

必要安全极限承载力如图-5.4.18 所示，承载力谱的安全极限承载力点和原点的连接直线 $h=h_{eq}$ 与需求谱的交叉点即是。

5-4-9 真的反应值的算出

建筑物的实际的反应，应该在承载力谱上存在，而前节所求的必要安全极限承载力并没有表现出建筑物的实际反应。在等价单质点体系的承载力谱中的加速度、变形关系进入塑性区域后，等价周期（即原点和承载力谱上的点的连线的倾斜）时刻在变化。由于建筑物塑性化其等价粘性指数在增加，反应谱本身亦在变化。

因此，不求解反应加速度、反应位移为单一定义，而通过以下顺序来求解。

① 制作建筑物的承载力反应谱。承载力反应谱的加速度，由荷载增量解析法结果的各荷

载阶段的基底剪力除以有效质量 Mud，此时的位移作为代表位移来求解。

② 在承载力谱上的各荷载阶段中，算出其等价黏性衰减参数 h。

③ 使用等价黏性衰减系数 h 求得必要反应谱，将原点与承载力谱上的点用直线连接形成的交点，就得到其周期和关于衰减的反应值。

④ 连接所求得的每一时刻的反应点，其与承载力谱的交点，即得到建筑物的真实的反应值（图-5.4.19）。

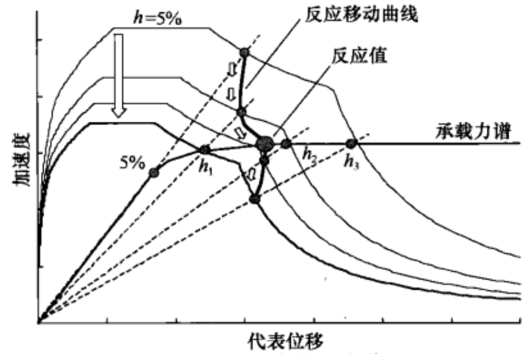


图-5.4.19 真的反应值

5-4-10 极限承载力计算例题

使用 5-3-5 节（保有水平承载力计算的例题）相同模型进行极限承载力计算。但选用一部分构件截面进行调整后的模型，验证其保有水平承载力计算法与极限承载力计算法的必要承载力的不同。计算方向取长边方向。

(1) 假定构件

极限承载力计算对前节阐述验算结果，与保有水平承载力计算为同等安全率，将保有水平承载力计算例题中的构件截面作表-5.4.5 所示的调整。

表-5.4.5 变化构件截面一览

符号	层	变化前		变化后
G101	9	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	8	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	7	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	6	H-500×200×12×19	→	H-500×200×12×16
	5	H-500×200×12×19	→	H-500×200×12×16
	4	H-500×200×12×22	→	H-500×200×12×16
	3	H-500×200×12×22	→	H-500×200×12×19
	2	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×19
	1	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×19
符号	层	变化前		变化后
G102	9	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	8	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	7	H-500×200×12×19	→	H-500×200×9×12
	6	H-500×200×12×22	→	H-500×200×12×16
	5	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×16
	4	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×19
	3	H-500×250×12×25	→	H-500×200×12×19
	2	H-500×250×12×25	→	H-500×200×12×22
	1	H-500×250×12×25	→	H-500×200×12×22

续表

符号	层	变化前		变化后
G103	9	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	8	H-500×200×12×16	→	H-500×200×9×12
	7	H-500×200×12×19	→	H-500×200×9×12
	6	H-500×200×12×22	→	H-500×200×12×16
	5	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×16
	4	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×19
	3	H-500×250×12×22	→	H-500×200×12×19
	2	H-500×250×12×25	→	H-500×200×12×22
	1	H-500×250×12×25	→	H-500×200×12×22
符号	层	变化前		变化后
V1	9	P-216.3×6.6	→	没有变化
	8	P-216.3×6.6	→	没有变化
	7	P-216.3×6.6	→	没有变化
	6	P-216.3×6.6	→	没有变化
	5	P-267.4×9.3	→	P-216.3×6.6
	4	P-267.4×9.3	→	没有变化
	3	P-318.5×10.3	→	P-267.4×9.3
	2	P-318.5×10.3	→	P-267.4×9.3
	1	P-318.5×10.3	→	没有变化

(2) 损坏极限承载力的计算

求解外力分布 bd_i。本例题为 9 层建筑物，因为除去地下室地上层数为 6 层以上，所以外力分布 bd_i 的算出必须使用损坏极限时的等价刚度根据固有值解析计算出其刺激系数（告示平 12 建告第 1457 号第 4）。本例题采用由容许应力度计算及保有水平承载力计算时所使用的地震层剪力系数在高度方向的 A_i 分布换算成 bd_i 分布。

最上层 $$bd_T=1+(\sqrt{\alpha_i}-\alpha_i^2)\cdot\frac{2h(0.02+0.01\lambda)}{1+3h(0.02+0.01\lambda)}\cdot\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i}{m_i}$$

$$=1+(\sqrt{0.145}-0.145^2)\cdot\frac{2\times35.6\times(0.02+0.01\times1.0)}{1+3\times35.6(0.02+0.01\times1.0)}\cdot\frac{2903}{422}=2.259$$

8 层 $$bd_i=1+(\sqrt{\alpha_i}-\sqrt{\alpha_{i+1}}-\alpha_i^2+\alpha_{i+1}^2)\cdot\frac{2h(0.02+0.01\lambda)}{1+3h(0.02+0.01\lambda)}\cdot\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i}{m_i}$$

$$=1+(\sqrt{0.282}-\sqrt{0.145}-0.282^2+0.145^2)\cdot$$
$$\frac{2\times35.6\times(0.02+0.01\times1.0)}{1+3\times35.6(0.02+0.01\times1.0)}\cdot\frac{2903}{820}=1.339$$

根据表-5.4.6 所示 bd_i 外力分布进行弹性应力解析，考虑长期荷载的应力，求解建筑物的任意构件应力达到短期应力度时的损坏极限承载力。

表-5.4.6　bd_i 分布

层	层重量 m_i (t)	总重量 Σm_i (t)	α_i	bd_i
9	422	422	0.145	2.259
8	398	820	0.282	1.339
7	292	1111	0.383	1.104
6	295	1406	0.484	0.946
5	297	1703	0.587	0.803
4	297	2000	0.689	0.670
3	299	2299	0.792	0.543
2	300	2600	0.896	0.419
1	303	2903	1.000	0.298

本例题的场合，基底剪力系数 C_B=0.126，4 层 Y2 轴/X4－X5 间大梁 G102 达到容许弯曲应力度。此时 1 层的剪力为损坏极限承载力 Qd，Qd=3587（kN）。

表-5.4.7 所示损坏极限 Qd 的算出。

表-5.4.7　损坏极限承载力 Qd

层	绝对位移 δd_i (mm)	层间位移 (mm)	层间变形角 (rad)	质量 m_i (t)	$m_i \cdot \delta d_i$	$m_i \cdot \delta d_i^2$	Qd_i (kN)
9	116.2	10.3	1/429	421.8	49.0	5.70	1177
8	105.9	11.6	1/326	397.9	42.1	4.46	1836
7	94.3	13.0	1/291	291.6	27.5	2.59	2234
6	81.2	13.6	1/280	294.6	23.9	1.94	2578
5	67.7	14.5	1/263	296.8	20.1	1.36	2872
4	53.2	14.9	1/255	297.5	15.8	0.84	3119
3	38.3	14.7	1/259	299.0	11.5	0.44	3318
2	23.6	13.9	1/273	300.4	7.1	0.17	3476
1	9.7	9.7	1/521	303.0	3.0	0.03	3587
Σ				2902.6	200.0	17.53	

(3) 必要损坏极限承载力 Qdn 的算出

① 有效质量

$$Mu_d = \frac{(\Sigma m_i \cdot \delta d_i{}^2)}{\Sigma m_i \cdot \delta d_i^2} = \frac{(49.0+42.1+\cdots+3.0)^2}{(5.70+4.46+\cdots+0.03)} = \frac{200.0^2}{17.53} = 2282(\mathrm{t})$$

② 代表位移

$$\Delta d = \frac{\sum m_i \delta d_i{}^2}{\sum m_i \delta d_i} = \frac{17.53}{200.0} = 0.0877(\mathrm{m})$$

③ 损坏极限固有周期

$$Td = 2\pi\sqrt{Mu_d \frac{\Delta d}{Qd}} = 2 \times \pi \times \sqrt{2282 \times 0.0877/3587} = 1.484(\mathrm{s})$$

④ 根据场地土的加速度增大率 Gs 的计算

根据场地种类来求解损坏极限时的场地表层土的加速度 Gs。因为是第 2 类场地，

$$Td = 1.484 > 0.864 \qquad Gs = 2.025$$

⑤ 设计场地加速度 S_0 的计算

$$Td = 1.484 > 0.64 \qquad S_0 = 1.024/Td = 1.024/1.484 = 0.690(\mathrm{m/s^2})$$

⑥ 必要损坏极限承载力 Qdn 的计算

表-5.4.8 表示必要损坏极限承载力 Qdn 的计算结果。

或者，可能使用以下公式直接进行计算。

$$Qdn = Z \cdot S_0 \cdot Gs \cdot p \cdot q \cdot Mu_d = 1.0 \times 0.690 \times 2.025 \times 1.0 \times 1.0 \times 2282 = 3189(\mathrm{kN})$$

系数 p，因为层数在 5 以上，所以 $p=1.0$

系数 q 与有效质量比 $= \frac{Mu_d}{\sum m_i} = \frac{2282}{2903} = 0.786 > 0.75$，所以 $q = 1.0$，

$$C_B = 3189/(2903 \times g) = 0.112$$

表-5.4.8 必要损坏极限承载力的计算

层	Σm_i（t）	bd_i	Bd_i	Pd_i（kN）	Qdn_i（kN）
9	422	2.259	1.776	1，047	1047
8	820	1.339	1.053	585	1632
7	1，111	1.104	0.868	354	1986
6	1，406	0.946	0.743	306	2292
5	1，703	0.803	0.632	262	2554
4	2，000	0.670	0.527	219	2773
3	2，299	0.543	0.427	178	2951
2	2，600	0.419	0.329	138	3089
1	2，903	0.298	0.234	99	3189

⑦ 损坏极限承载力的验证

损坏极限承载力 Qd=3587kN>必要损坏极限承载力 Qdn=3189kN

安全率 Qd / Qdn= 1.12　OK

最大层间位移角 = 1/253<1/200　OK

(4) 安全极限承载力的计算

① 外力分布

安全极限承载力计算用的外力分布 bs_i 和损坏极限承载力时的分布相同，由表-5.4.6 表示。

② 关于偏心率增大系数 Fe_i 的计算

本计算例题，偏心率在 X 方向最大为 0.036，因为 $Fe_i=1.0$，所以不需要考虑由偏心所产生的剪力增大。

③ 承载力谱的计算

由外力分布 bs_i 进行荷载增量解析。根据荷载增量解析结果求得各阶段的各层位移和各层质量，求解其在单质点体系中的位移（代表位移）以及有效质量，进而由有效质量和剪力求得反应加速度。图-5.4.20 所示由荷载增量解析所得层剪力-层间位移角关系；表-5.4.9 所示为各荷载阶段时的位移和层剪力。

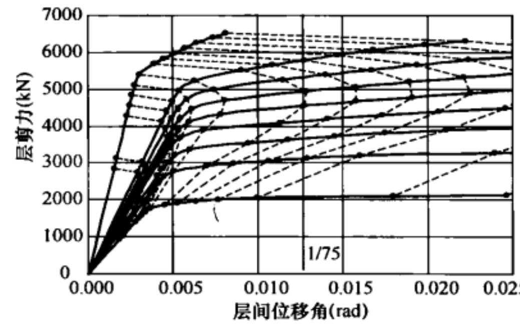


图-5.4.20　层剪力-层间位移角关系图

表-5.4.9　荷载增量解析结果

STEP	1层		2层		3层		4层		5层		6层		7层		8层		9层	
	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)	位移 (m)	剪力 (kN)
1	0.008	2846	0.019	2758	0.030	2634	0.042	2475	0.054	2279	0.064	2046	0.075	1773	0.084	1457	0.092	935
2	0.009	3131	0.021	3034	0.033	2897	0.046	2723	0.059	2507	0.071	2251	0.082	1950	0.092	1603	0.101	1028
3	0.012	4270	0.028	4138	0.046	3950	0.063	3713	0.081	3419	0.097	3069	0.112	2660	0.126	2186	0.138	1402
4	0.012	4554	0.030	4413	0.049	4214	0.068	3961	0.086	3647	0.104	3274	0.120	2837	0.135	2332	0.148	1495
5	0.013	4839	0.032	4689	0.052	4477	0.073	4208	0.093	3875	0.112	3478	0.130	3014	0.145	2478	0.159	1589
6	0.014	5124	0.034	4965	0.057	4740	0.080	4456	0.102	4103	0.123	3683	0.142	3192	0.159	2623	0.174	1682
7	0.015	5408	0.039	5241	0.068	5004	0.098	4703	0.128	4331	0.154	3887	0.177	3369	0.196	2769	0.212	1776
8	0.020	5693	0.054	5517	0.098	5267	0.147	4951	0.195	4559	0.238	4092	0.274	3546	0.301	2915	0.321	1869
9	0.023	5835	0.064	5655	0.117	5399	0.177	5075	0.237	4673	0.291	4194	0.336	3635	0.368	2988	0.392	1916
10	0.026	5978	0.074	5793	0.138	5530	0.210	5198	0.282	4787	0.348	4297	0.403	3723	0.444	3061	0.472	1962
11	0.029	6120	0.085	5931	0.159	5662	0.243	5322	0.329	4901	0.407	4399	0.474	3812	0.523	3133	0.557	2009
12	0.033	6262	0.097	6069	0.182	5794	0.279	5446	0.380	5014	0.473	4501	0.554	3901	0.614	3206	0.658	2056
13	0.037	6405	0.113	6206	0.215	5925	0.334	5570	0.460	5128	0.581	4604	0.691	3989	0.782	3279	0.861	2103

层间位移角 1/75 以下的第 8 阶段作为安全极限承载力进行计算。由表-5.4.9 求得安全极限承载力 $Q_{S1}=5693\text{kN}$。

求解在单质点体系中的位移 Δs 和有效质量 Mu 以及反应加速度 Sa。

$$_8\Delta s=\frac{\sum m_i\cdot{}_8\delta s_i{}^2}{\sum m_i\cdot{}_8\delta s_i}=\frac{(303.0\times0.020^2+300.4\times0.054^2+\cdots+421.8\times0.321^2)}{(303.0\times0.020+300.4\times0.054+\cdots+421.8\times0.321)}$$

$$=\frac{139.6}{558.3}=0.250(\mathrm{m})$$

$$_{8}Mu_{s}=\frac{(\sum m_{i}\cdot{}_{8}\delta d_{i})^{2}}{\sum m_{i}\cdot{}_{8}\delta d_{i}^{2}}=\frac{558.3^{2}}{139.6}=2232(\mathrm{t})$$

$$_{8}Sa={}_{8}Qs_{1}/{}_{8}Mu_{s}=\frac{5693}{2232}=2.550(\mathrm{m/s^{2}})$$

这里作为安全极限承载力的定义对第 8 阶段进行了计算。同样对全阶段进行计算可以求得如图-5.4.21 所示的承载力谱。

并且，可以从求得的各个阶段的有效质量、代表位移、基底剪力进而求解各阶段的固有周期 Ts。

$$_{8}Ts=2\pi\sqrt{_{8}Mu_{s}\cdot\frac{_{8}\Delta s}{_{8}Qs_{1}}}=2\pi\sqrt{2,232\times\frac{0.250}{5693}}=1.968(\mathrm{s})$$

④ 场地土增大率的计算

在安全极限的验算中，使用精算法求解场地土的增大率。作为土的非线性模型，使用如图-5.4.22 所示《2007 年版建筑物的结构关系技术基准解说》书中所记载 Hardin-Drnevich（HD）模型进行计算（黏性土：$\gamma_{0.5}=0.18\%$，$h_{max}=17\%$；砂质土：$\gamma_{0.5}=0.10\%$，$h_{max}=21\%$）。

在这里，省略场地土刚度和应变的计算过程（请参考：《2001 年版极限承载力计算法的计算例题和解说》)。刚度折减率以及衰减参数的计算结果如表-5.4.10 所示。

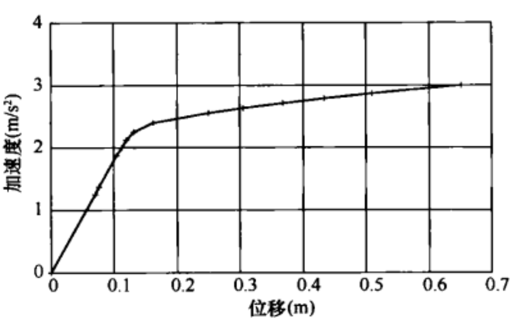


图-5.4.21　承载力谱

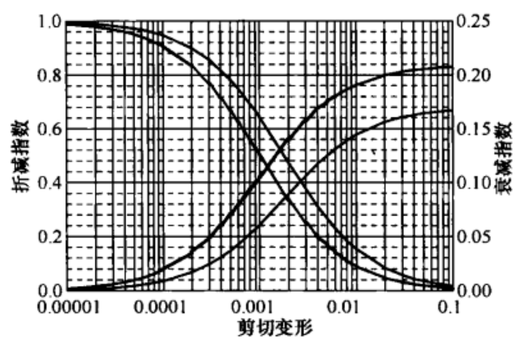


图-5.4.22　HD 模型

表-5.4.10　安全极限时的场地土刚度、衰减参数

层	层厚 H (m)	密度 (t/m³)	刚性折减率 G/G_0	剪切刚度 G_i (kN/m²)	衰减参数 h_i	位移 u_i (m)
1	5.5	1.4	0.327	6590	0.1440	0.0429
2	3.9	1.5	0.698	46200	0.0513	0.0115
3	4.7	1.5	0.703	55800	0.0505	0.0068
4	3.1	2.0	0.901	398000	0.0208	0.0013
5	2.4	1.7	0.900	221000	0.0171	0.000773
持力层		2.1	1.000	731000	0	0.0000324

场地覆盖层的平均密度 $\rho_E=\frac{\Sigma\rho_i H_i}{\Sigma H_i}=\frac{1.4\times5.5+1.5\times3.9+\cdots+1.7\times2.4}{5.5+3.9+\cdots+2.4}=1.576$（t/m³）

场地覆盖层的平均剪切波速

$$Vs_E=\frac{\Sigma\sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}H_i}{\Sigma H_i}$$

$$=\frac{\sqrt{\frac{6.59\times10^3}{1.4}}\times5.5+\sqrt{\frac{4.62\times10^4}{1.5}}\times3.9+\cdots+\sqrt{\frac{2.21\times10^5}{1.5}}\times2.4}{5.5+3.9+\cdots+2.4}$$

$$=215.1(\mathrm{m/s})$$

波动激振比 $\alpha=\frac{\rho_E\cdot Vs_E}{\rho_B\cdot V_B}=\frac{1.576\times215.1}{2.1\times590}=0.274$

衰减参数 $h=\frac{\Sigma h_i\cdot\frac{G_i}{2H_i}(u_{i+1}-u_i)^2}{\Sigma\frac{G_i}{2H_i}(u_{i+1}-u_i)^2}=$

$$\frac{0.114\times\frac{6.59\times10^3}{2\times5.5}\times(4.29\times10^{-2}-1.15\times10^{-2})^2+\cdots+0.0171\times\frac{2.21\times10^5}{2\times2.4}\times(7.73\times10^{-4}-3.24\times10^{-5})^2}{\frac{6.59\times10^3}{2\times5.5}\times(4.29\times10^{-2}-1.15\times10^{-2})^2+\cdots+(7.73\times10^{-4}-3.24\times10^{-5})^2}$$

$$=0.0893$$

场地覆盖层的 1 次卓越周期 $T_1=\frac{4\Sigma H_i}{Vs_E}=\frac{4\times(5.5+3.9+\cdots+2.4)}{215.1}=0.364$ (s)

场地覆盖层的 2 次卓越周期 $T_2=\frac{T_1}{3}=\frac{0.364}{3}=0.121$ (s)

1 次卓越周期对应场地土的增大系数 $Gs_1=\frac{1}{1.57h+\alpha}=\frac{1}{1.57\times0.0893+0.274}=2.418$

2 次卓越周期对应场地土的增大系数 $Gs_2=\frac{1}{4.71h+\alpha}=\frac{1}{4.71\times0.0893+0.274}=1.441$

$_8Ts=1.968>1.2T_1=1.2\times0.364=0.437$ (s)

$$_8Gs=\frac{Gs_1-1}{\frac{1}{1.2T_1}-0.1}\cdot\frac{1}{_8Ts}+Gs_1-\frac{Gs_1-1}{\frac{1}{1.2T_1}-0.1}\cdot\frac{1}{1.2T_1}$$

$$=\frac{2.418-1}{\frac{1}{1.2\times0.364}-0.1}\cdot\frac{1}{1.968}+2.418-\frac{2.418-1}{\frac{1}{1.2\times0.364}-0.1}\cdot\frac{1}{1.2\times0.364}$$

$$=0.329+2.418-1.482=1.265$$

⑤ 加速度折减率 Fh 的计算

加速度折减率 Fh 的计算，由代表单质点体系的塑性率开始。此时，所使用的表现衰减特性系数 γ_1，因为解析方向为纯框架结构，所以采用 0.25。

从荷载增量解析的各阶段所得 Qs，Δs 以及损伤极限承载力 Qd，损伤极限位移 Δd，求解各阶段的 Df，等价粘性衰减参数 h，加速度折减率 Fh。

$$_8Df=\frac{_8\Delta s\cdot Qd}{\Delta d\cdot {_8Qs_1}}=\frac{0.250\times 3587}{0.0877\times 5693}=1.797$$

$$_8h=\gamma_1\cdot\left(1-\frac{1}{\sqrt{_8Df}}\right)+0.05=0.25\times\left(1-\frac{1}{\sqrt{1.797}}\right)+0.05=0.114$$

$$_8Fh=\frac{1.5}{1+10\cdot {_8h}}=\frac{1.5}{1+10\times 0.114}=0.703$$

⑥ 必要安全极限承载力

系数 p，因为层数在 5 层以上，$p=1.0$，对有效质量比的补正系数 q 为，

$$\frac{_8Mu_s}{\Sigma m_i}=\frac{2232}{2903}=0.769>0.75\qquad {_8q}=1.0$$

与荷载增量解析的各阶段的固有周期 Ts 相对应的场地覆盖层的加速度 S_0 为，

$$_8Ts=1.968>0.64$$

$$_8S_0=\frac{5.12}{_8Ts}=\frac{5.12}{1.968}=2.602(\text{m/s}^2)$$

相互作用的关系系数 β，在这里不予考虑，$\beta=1.0$。

必要安全承载力

$$\begin{aligned}_8Qsn&=Z\times{_8S_0}\times{_8\beta}\times{_8Gs}\times{_8Fh}\times p\cdot{_8q}\times{_8Mu_s}\\&=1.0\times 2.602\times 1.0\times 1.265\times 0.703\times 1.0\times 1.0\times 2232\\&=5165(\text{kN})\end{aligned}$$

如用加速度来表示

$$_8San=\frac{_8Qsn}{_8Mu_s}=\frac{5165}{2232}=2.314(\text{m/s}^2)$$

$Sd\approx\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2\cdot Sa$ 的关系可以求出位移 Sd

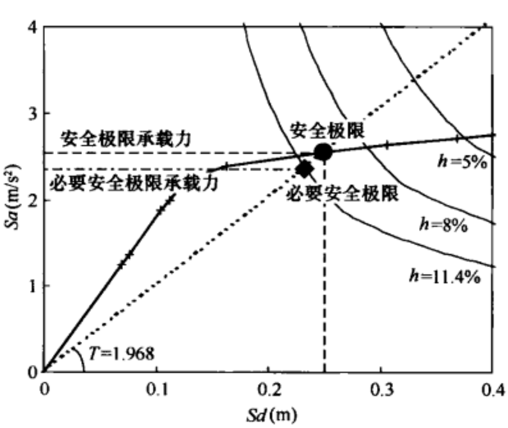


图-5.4.23　必要安全极限承载力

$$\begin{aligned}_8Sdn&=\left(\frac{_8Ts}{2\pi}\right)^2\cdot{_8San}\\&=\left(\frac{1.968}{2\pi}\right)^2\times 2.314\\&=0.227(\text{m})\end{aligned}$$

安全极限承载力的验证

安全极限承载力 $Qs=5693\text{kN}>$ 必要安全极限承载力 $Qsn=5165\text{kN}$　安全率 $Qs/Qsn=1.10$ OK 图-5.4.23 是将安全极限承载力在承载力谱中绘制而成的图。

⑦ 反应值的算出

在前节里，第 8 阶段作为安全承载力，

求解了对第 8 阶段所必要的安全极限承载力。同样对全阶段的 San，Sdn 进行计算就能求得在各个阶段中的需求谱。将需求谱和前节求得的承载力谱如图-5.4.24 那样重叠绘制，其交点即为反应值。

图-5.4.24 所示通过几何法求解为 $Sa=2.52$（m/s^2），$Sd=0.235$（m）。

与 $Sa=2.52$ 相对应，通过荷载增量解析阶段寻找多质点体系的反应值。本例题的求解结果为 1 层剪力 5625kN，层间位移角 1/85（5 层）。图-5.4.25 在反应值中表示层剪力-层间位移角。

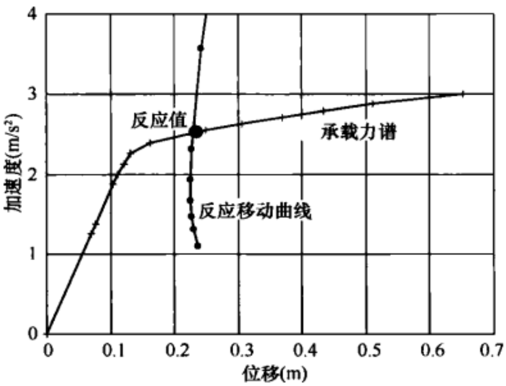


图-5.4.24　真的反应值

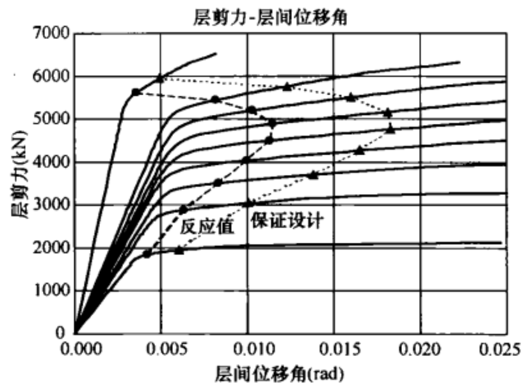


图-5.4.25　层剪力-层间位移角

(5) 保证设计

对于求解到的反应值 1/83，对 1.5 倍以上变形时其相当的应力状态，如果各构件能确认并未达到极限变形，此时建筑物能满足安全极限承载力。这里，使用 5 层的层间位移角 1/52 >1/83×1.5 荷载阶段的变形、应力，对各构件的极限变形能力进行确认。

由荷载增量解析求得保证设计时的梁、柱的弯曲塑性率，支撑的轴向塑性率，确认其是否未达到其构件本身的极限塑性率 μ_{bu} 。极限塑性率 μ_{bu} 的计算方法参照《2001 年版极限承载力计算法的计算例题及解说》。

(6) 关于容许应力度计算法的设计剪力和必要损伤极限承载力的差异

X 方向容许应力度计算法的设计剪力和必要损伤极限承载力的差异，可以通过以下计算验证两者的差异。计算时固有周期是按简算法还是精算法计算，对其结果影响很大。并且在极限承载力计算法中有效质量的影响也很大。

① 由固有周期的算出方法的不同而引起的差异

容许应力度计算时，固有周期通过简算法 $T=0.03h$ 进行计算。

$T = 1.068$ 秒

$R_t = 1-0.2\ (T/0.6-1)^2 = 0.878$

$C_{B1} = 0.2\times R_t = 0.2\times 0.878 = 0.176$

极限承载力计算时所采用固有周期，由初期刚度求解，即通过精算法。

$T_X = 1.484$ 秒，$T_Y = 1.053$ 秒

特别在 X 方向固有周期的差异很大，必要损伤极限承载力就变小。相反，在 Y 方向固有周期稍微小了一点。在极限承载力计算中剪力系数如下所示：

$So=1.024/T=0.690$ (m/s^2)

$Gs=2.025$，$Mu_d=2282$ (t)，$\Sigma m_i=2903$ (t)

$(Mu_d/\Sigma m_i)=2282/2, 903=0.786$

$C_{B2}=So\times Gs\times(Mu_d/\Sigma m_i)/g=0.690\times 2.025\times 0.786/9.8=0.112$

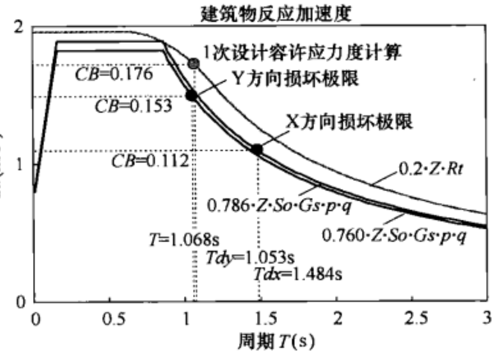


图-5.4.26 固有周期的差异

此时，极限承载力计算和容许应力度计算的比率为，$C_{B1}/C_{B2}=1.571$。图-5.4.26为在各种条件里的建筑物的固有周期和反应加速度。如果，假定使用极限承载力计算的 $Td=1.484$ 求解 $R_t=0.96/T=0.96/1.484=0.647$，剪力系数 $C_{B3}=0.2\times 0.647=0.130$。

极限承载力计算与容许应力计算的比率为 $C_{B3}/C_{B2}=1.161$，由此可明白固有周期的计算方法的不同，对建筑物的反应加速度有很大影响。

②因有效质量比而引起的差异

在容许应力度设计中的一次设计外力和极限承载力计算的 Gs 简算法的水平使之相符的前提条件下，极限承载力计算是将结构物作为一剪切棒时的有效质量比在加速度一定区域内 $Mu_d/\Sigma m_i=0.816$，速度一定区域内 $Mu_d/\Sigma m_i=0.90$。本例题中，在容许应力度计算中因为在速度一定区域内一致，所以采用了 $Mu_d/\Sigma m_i=0.90$ 相当的数值。因为极限承载力计算的有效质量比 $Mu_d/\Sigma m_i=0.786$，考虑两者的差（$0.786/0.90=0.873$），极限承载力计算和容许应力计算的比率为 $(C_{B3}/C_{B2})\times 0.873=1.013$，两者几乎相等。

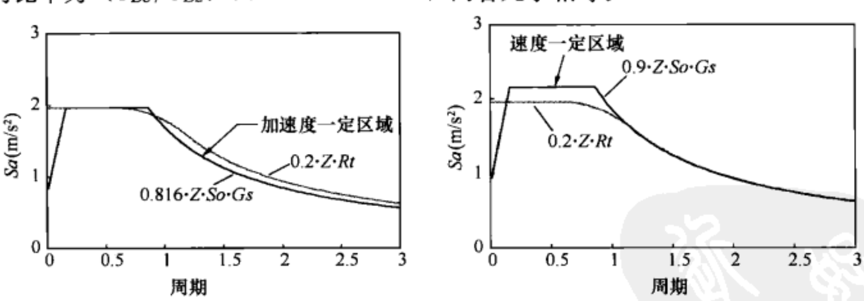


图-5.4.27 有效质量比

(7) 必要保有水平承载力和必要安全极限承载力的差异

必要保有水平承载力 $Qun=Z\times R_t\times A_i\times C_0\times W_i\times D_s\times F_{es}$，区域系数 $Z=1.0$，形状系数 $F_{es}=1.0$，$A_i=1.0$，对 1 层的必要层剪力进行计算。在保有水平承载力计算时，该建筑物的反应谱为 $R_t\cdot C_0$，在将第 3 类场地土的振动特性系数 $R_{t0}=1.28/T$（$T\geqslant 2T_c$）作为基准

时，则第 2 类场地土的振动特性系数为 $R_t=0.75\times R_{t0}$。并且因为标准剪力系数 $C_0=1.0$（$=1G$），所以本例题的反应谱为 $R_t\times C_0=0.75\times R_{t0}$，必要保有水平承载力可以用 $Qun=(0.75\times D_s)\times(R_{t0}\times W_i)$ 来表示。

必要安全极限承载力 $Qsn=Z\times S_0\times\beta\times Gs\times Fh\times p\times q\times Mu_s$，区域系数 $Z=1.0$，关于相互作用系数 $\beta=1.0$，$p=1.0$，$q=1.0$。等效覆盖场地的加速度谱 S_0 为第 3 类场地的结构特性系数 R_{t0} 表示，$S_0=\alpha\times0.8\times5\times R_{t0}/9.8$。这里，α 为固有周期的不同而引起反应谱的差异而设置的调整系数。必要保有水平承载力计算时的固有周期 Tu，必要安全极限承载力计算时的固有周期 Ts，反应谱的折减率因为与固有周期成反比例，所以 $\alpha=(Tu/Ts)$。本例题的场地增大率 $Gs=1.265$，加速度折减率 $Fh=0.703$，有效质量 $Mu_s=0.769\cdot W_i$，$Tu=1.068s$，$Ts=1.968s$，调整系数 $\alpha=0.543$，必要安全极限承载力 $Qsn=0.151\times(R_{t0}\times W_i)$。必要保有水平承载力 Qun 和必要安全极限承载力 Qsn 两者等值时 $(0.75\times D_s)=0.151$，必要安全极限承载力时的等价 Ds 值等于 0.201 与保有水平承载力计算时的结构特性系数 Ds 的比值约为 0.80 倍。必要安全极限承载力 $Qsn=5165kN$ 为保有水平承载力 $Qun=6271kN$ 的约 0.82 倍，可以明白等价 D_s 值的差异几乎与必要承载力的差异相同。

5-5　结构时程分析法

5-5-1　高度超过 60m 的建筑物（超高层建筑物）的要求性能

高度超过 60m 的建筑物（法第 20 条的第一号建筑物），根据令第 81 条第 1 项及告示平 12 建告第 1461 号结构计算的基本规定，必须满足表-5.5.1 所示的要求性能。

表-5.5.1　高度超过 60m 的建筑物（超高层建筑物）的要求性能[1)]

荷载	荷载的程度	罕见发生的荷载、外力 （建筑物存在期间，可能遭遇 1 次以上的荷载、外力）	极其罕见发生的荷载、外力 （最大级的荷载、外力）
	建筑物的状态	建筑物、建筑物主要部分上不产生损坏	建筑物不发生倒塌、破坏
恒载、活载		按实际状况	按实际状况
雪荷载		令第 86 条按实际状况特别调查研究	左表的 1.4 倍的荷载
风荷载		地上 10m 高度的平均风速，遵从令第 87 条第 2 项考虑地面粗糙度的区分所求得的荷载	地上 10m 的平均风速为左表的 1.25 倍的荷载
地震作用		和令第 82 条 5 所规定的地震力为同等的加速度反应谱	左表的 5 倍的加速度反应谱
（注）除上述以外，关于风荷载要考虑水平面内的直角方向、扭转方向、竖直方向的振动。关于地震，规定为根据需要来考虑竖向地震作用，直角方向的水平振动以及相位差所产生的地震作用等，以及在使用上不产生障碍。并规定屋面装修材料应确保结构承载力上的安全性。			

关于高度超过 60m 的建筑物，必须按结构时程分析法确认其安全性，并且通过有关部门的认定。结构时程分析法被视作经典的结构动力学计算方法之一，超高层以外的建筑物，设计者也能根据需要选择此方法。

结构时程分析法，是将实际的地震波形输入建筑物的模型，以直接求解地震反应，确认其抗震安全性的设计法。这里所使用的地震波，有罕见发生和极其罕见发生的 2 种类别，在设计覆盖场地土的加速度反应谱如图-5.4.6 所示采用极限承载力计算并适合反应谱持续时间在 60s 以上的复数类型（通常为 3 种类型的波）为基本原则。这被称为告示波（法定）。告示波有各式各样的相位，包括随机相位在内过去的观测波的相位特性也被利用。告示波以外，考虑拟建建设场地的条件的场地波和过去发生地震的观测波（例如，El Centro 波，Taft 波，八户波）等也被使用。观测波一般都被公开，告示波和场地波的时程波形，由专家使用专用计算程序做成。

超高层建筑以外，隔震结构与消能减震结构等必须考虑动态性质时，需使用时程计算法解析。如能用时程计算法解析，和极限承载力计算时同样，适用耐久性等关联规定时不受其他规定的约束。并且，关于地震以外的荷载及外力，如无特别限制，能进行静力解析。

在 2003 年发生的十胜冲地震中，离震源 200km 以外的苫小牧（地名）的石油存储罐（周期 8～10s）受损害，长周期地震力的问题已经开始被议论。在今后的 30 年之内，通过采用概率的统计分析估计具有 M8.0 级东海地震的发生概率为 84%；具有 M8.4 级南海地震的发生概率为 40%；具有 M8.1 级东南海地震的发生概率为 50%。这些地震的发生概率都很高，并且都属于海沟形地震。特别是估计当南海地震和东南海地震同时发生时，可能会发生 M8.5 级的巨大地震。如果巨大地震的持续时间很长，其长周期成分很难衰减，专家们指出因为其波长很长，地震波可以通过场地被传至远方。并且，有大城市所在的关东平原、浓尾平原、大阪平原等平原由新世纪堆积层构成，因为各自覆盖场地的固有周期较长，所以其长周期成分会显著增加。

上述估计的东海地震、东南海地震、南海地震在什么时候发生都不奇怪。如被估计的地震发生时，关东地区将会遭受长周期的地震动。专家们指出，因为关东地区较多的超高层建筑物和隔震建筑物的固有周期在 5 秒左右，此时会有引起共振的可能。并且如果是城市直下型地震的南关东地震发生的话，关东平原的卓越周期在 6～8 秒间，属长周期地震，其长周期成分显著卓越，考虑超高层建筑物产生共振现象时，建筑物的变形会过大，会引起内外装修材料的脱落以及电梯受损坏。虽然建筑物的主体结构不受大损，但从商业角度看，内外装修材料的脱落和电梯损坏的可能性很大。大阪平原的卓越周期为 5 秒，和关东平原一样超高层建筑物受影响的可能性很大。进而，浓尾平原的卓越周期约为 3～4 秒，隔震建筑物存在产生共振影响的危险。超高层建筑物和隔震建筑物本来是长寿命建筑物，考虑上述风险，对衰减装置的设置，防止建筑物产生过大变形的对策正在被开发实施中。

5-5-2 输入地震波

动态解析方法是将时刻在变化的地震力直接作用在建筑物上验证其抗震安全性。此时，要选择合适的结构建模是当然的事情，更重要的是必须合适的选择振动解析用的地震作用。以下对动态地震作用的设定方法进行概略的整理。

动态地震作用（也称为设计用输入地震波）设定为建筑物在使用期间之内遭受可能性为 1 次以上的地震动，即罕遇地震（水平 1）；和拟建场地可能遭受的最大地震动，即极其罕遇地震（水平 2）的 2 个阶段。并且，各自的地震动的最大加速度也被标准化：水平 1 为 25cm/s 以上，水平 2 为 50cm/s 以上。1940 年在 Imperial Valley 地震中观测到的 El Centro 波，1952 年在 Kern County 地震中观测到的 Taft 波，1968 年在十胜冲地震中观测到的八户波等的振幅在经过调整后，作用标准的输入地震波被广泛使用。但以上的观测地震波是在特定的区域所观测到的地震波，由于未反应出建筑物拟建场地的地震活动度和场地特性，必须加以注意。

进入 1990 年代后，发展至使用特定区域为对象的设计用模拟地震波。作为东京临海地区的大规模建筑物的动态设计时所用的设计输入模拟地震波，建议关东地区应该采用模拟地震波，该模拟地震波是根据安政江户地震、关东地震、东海地震为对象的模拟结果而得到的水平地震作用和竖向地震作用的标准地震谱。此外，建设部建筑研究所和财团法人日本建筑中心，横滨市等自治区市也制定了标准地震谱。但以上所述的标准地震谱不是时程波形，所以不能就这样使用在建筑物的动态解析上。此时，必须按照时程波形的相位和概率，重新制作出与建议的标准地震谱的振幅水平一致的设计用输入地震波。此种方法称为正弦波重合法。图-5.5.1 为临海地区结构安全委员会所建议的标准地震谱和适用标准地震谱的设计用地震波。

但设计用地震波虽适合以往的观测地震波和标准地震谱，却往往并没有合理反映出影响拟建场地的地震活动度，地震动强度等各式各样的因素。这里对关于影响地震动强度的主要因素进行整理，对适用拟建场地的设计用地震波应如何合理制成作以下解说。

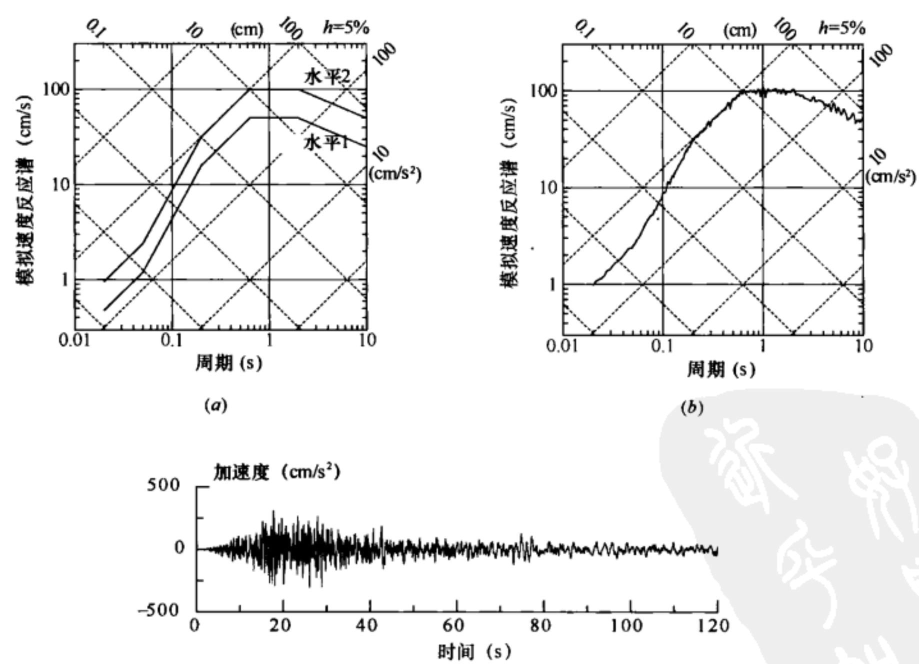


图-5.5.1　适合标准地震谱的设计用地震波的例子[9]

（a）标准地震谱；（b）适合标准地震谱的地震波；（c）适合标准地震谱的时程波形（随机相位）

为了适当制作在拟建场地的设计用地震波，需要预先理解地震动强度（地震波）带来影响的主要原因。图-5.5.2所示为从震源到拟建场地的地震波的传递模式和过程。在地下深部由于急剧的断裂层破坏产生的地震波通过地壳的传播到达拟建场地深部的岩基。为方便将其称为地震基盘，与S波速为3km/s程度的地层相对应。即，地震场地在地下深部不受增幅的影响从震源至拟建建筑物的距离没有很大差距的话，输入地震波大体上都以相同的基面为地震基盘。在拟建建筑物场地和深层地震基盘的中间堆积着比岩基更软的地基层（冲积层）。地震波在到达地震基盘后经过反射和折射，通过冲积层的传播最后到达拟建场地。此种随着断裂层的运动地震波在到达拟建场地前，受到各式各样的影响其特性也在变化。给地震波带来影响的主要原因有：①随着断裂层的运动，从震源释放出的地震波的特性（震源特性）；②从震源至拟建场地直下的地震基盘前地震波在传递间的特性（传递特性）；③从地基基盘至拟建场地前的传递过程中冲积层带来的影响（场地土特性）。

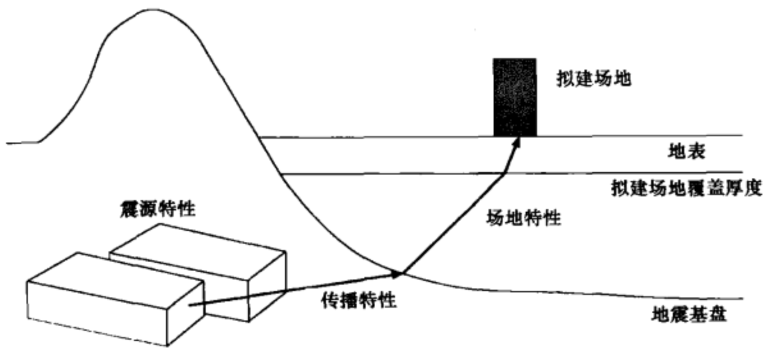


图-5.5.2 地震波传播过程的模式图

震源特性如图-5.5.3所示，为说明断裂层的大小和断裂层运动用数个参数，即断裂层的位置和大小、走向、倾斜角、断裂层的长度、断裂层的宽度来表示。断裂层运动以地震规模M（震级）来表示。以上的参数为静态参数，在断裂层面上根据不同的时间和破坏，以及传递速度也有用动态参数来表示的。根据最近的研究成果，有断裂层面产生很大滑移和不产生很大滑移之说。这里，对于最近的设计用输入地震波的评价，并且加以考虑断裂层的滑移特性，提高对地震波评价的精度。

传递特性用由地震源至拟建场地直下的地震基盘的距离衰减来表示。即为距离增大的同时地震波的振幅在减小。地震波振幅减小的主要原因，可考虑分类为几何衰减、粘性衰减、乱数衰减等，几何衰减是随着距离变化的同时以波面扩展，地震波中实体波（P波和S波的部分）的衰减，当X表示距离时，衰减表示为1/X。粘性衰减是在地震波被传递时由介质吸收地震波能量而产生的，以Q值（Quality factor）来评价表示。乱数衰减是地震波在传递时，由介

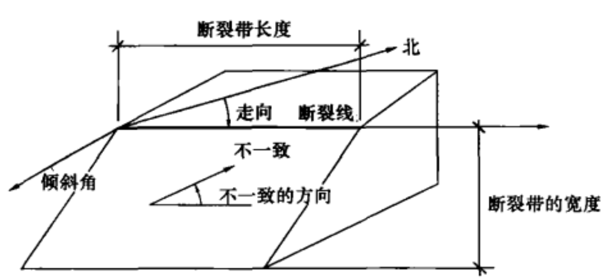


图-5.5.3 断裂层参数

质的不均匀性而产生地震波散乱而引起的。

地震波在到达地震基盘后，传递输入冲积层，并经过反复的反射和折射到达拟建场地地表。在反复的反射和折射中地震波的振幅增大。此特性称为场地特性，场地特性能根据场地的S波结构通过解析来求得。最简单的方法是，场地覆盖层在水平方向作为多层土层考虑以适用一次元波动理论。此时，必须知道各土层的层厚、S波速、密度、衰减指数。但实际上能够完全掌握至地震基盘深度为止的地基所有土层特性的区域是有限的。为方便起见，在建筑物的持力层的相当于S波速在400～700m/s程度的土层称为场地覆盖层，对覆盖层以上的土层通过解析求其场地特征，考虑作为设计用输入地震波。在这里，对地震基盘以上的场地以及等效场地覆盖层以上的土层进行各自模型化，有必要充分理解其通过解析的方法所求得的场地特性是如何变化的。对表-5.5.2所示场地模型进行研讨。用所设定的场地模型，进行计算后所得的根据地震基盘以上的场地特性（场地的增大率），场地覆盖层以上的特性增大率如图-5.5.4所示。从此结果中可以理解在考虑地震基盘以上的地质结构后，其增值很大。并且与短周期相比在长周期中产生的影响更大。因此，固有周期较长的高层建筑和隔震建筑等在抗震设计时，如仅考虑拟建场地覆盖层以上的土层影响时会产生对场地的过小评价。所以未计入上述建筑物的抗震设计用地震波时，应考虑至深层地震基盘的场地特性的影响至关重要。本例题是对地质结构在水平方向为平行多层土层模型而言，实际上的地质结构会出现不整形状况。也会出现用一次元理论说明不了的振幅的特别增大的现象。进而，强震时场地土亦会出现非线性特性，应注意使用等价线性解析法和非线性反应解析等能反映地质土层的非线性特性的方法来评价场地特性。

表-5.5.2　1次元场地模型的例子

层	密度 (g/cm³)	S波速 (m/s)	层厚 (m)	衰减参数	
1	1.6	150	5	0.050	
2	1.7	250	20	0.030	
3	1.8	350	50	0.020	
4	1.8	500	300	0.015	场地覆盖层
5	2.2	1500	1500	0.005	
6	2.5	2500	2000	0.003	地震基盘
7	2.8	3000		0.003	

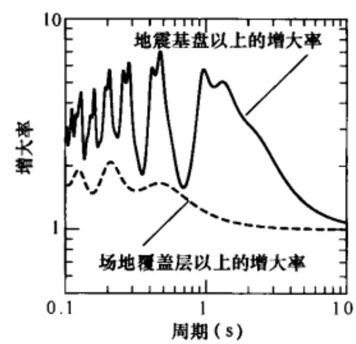


图-5.5.4　场地增大率的变化

为了制作动态解析中所使用的设计用地震波，适当评价震源特性、传递特性、场地特性是最重要的事。这里，对拟建场地制作设计用地震波的大致过程作概要性整理。

最初对拟建场地周边的地震环境进行调查，假定对象地点可能发生的最大地震。此时，应收集过去年代拟建场地周边所发生过的地震以及存在于周边的活动断裂层等资料。并根据拟建建筑物的重要度和使用期间等综合考虑后选择假定可能发生的地震。假定地震的断裂层模型（震源特性），可以收集既往研究等资料后进行设定。既往的技术资料量决定了设计用输入地震波的制作手法的选择标准。设计用地震波的制作手法，能大致分类为经验手法、半经验手法和理论手法。越为后者其精度越高，论证所需要的资料数量太庞大，所以无论什么区域都不适

用。以下表示各种手法的概要。

经验手法是从过去所测到的强震记录的回归分析求得距离衰减式来代表地震作用。可以将地震的震级和从震源至拟建场地的距离等少量的参数代入距离衰减公式，从而求解最大加速度、最大速度、反应谱等。在评价设计用输入地震波时，从反应谱的距离衰减式求解谱的振幅，如图-5.5.1所示的情况下，同样采用正弦波重叠组合法进行地震波的制作。

作为被分类的半经验法，有经验格林函数法。经验格林函数法，是假定在拟建场地周边取得在大地震的断裂层附近所发生中小地震时的地震记录，并将这些中小地震记录重新重叠合起来，就能制作假定大地震的地震波（设计用输入地震波）。

作为理论手法，较多使用有根据波动方程式解析计算地震波的方法，有限元法和有限差分法。近年，由于计算机的计算能力逐渐提高，平原规模的地质结构以三次元模型化，对地震波的计算已经成为常用手法。分析结果在周期为数秒以上的长周期范围内是最为有效的方法。

关于地震波的知识和见解，研究成果也越来越多，也能根据各式各样的手法制作设计用输入地震波。但在制作设计用输入地震波阶段必须做各式各样的假定，所以对过去的地震所引起的震度和震害的分布和比较等，充分地确认最后结果的妥当性就显得十分重要。

5-5-3 振动模型的制作

通过静态荷载增量解析求解各层的恢复力，经常采用由各层作为单质点的重量形成弹簧所表现的质点系模型，主要以剪切变形为主的建筑物为等价剪切模型，而必须考虑弯曲变形的建筑物应使用弯曲剪切模型。等价剪切模型是将各层的荷载-变形关系保持置换成弹簧的刚度和恢复力。对于弯曲剪切模型而言，主要考虑柱的轴向伸缩变形引起弯曲变形，将各层的变形分离成弯曲变形和剪切变形。对弯曲变形假定其弹簧弹性，并从各层的变形量中扣除弯曲变形量后求其剪切刚度，将其作为非线性弹簧建模。

消能减震结构，是将弹簧、消能部件和阻尼器进行模型化，并追加质点模型。而隔震结构则是将表示隔震装置中恢复力的弹簧、消能部件在隔震层中设置的模型。

5-5-4 规范的设定和抗震安全性的验证

对罕遇地震作用下建筑物的结构承载力上的主要部分不发生损坏是可以根据运动方程式来确认的。但地震后为了确认避免性能的降低和阻碍的发生时容许消能减震构件的受损。进而，对极其罕遇地震作用下建筑物不倒塌和破坏是可以根据运动方程式来确定的。为了实现上述目的，设计者有必要设置合理的规定。特别是针对倒塌、破坏的规定，不仅应限制构件的极限位移角、最大层间位移角，除此之外对建筑物全体的 $P\text{-}\delta$ 效应以及外装饰材料的脱落防止都应加以考虑。而对于抗震性要求高的建筑物，规定应该严格设置，通过地震力等外力的增大系数等来满足要求。

5-5-5 对地震作用、风荷载的追加讨论项目

有必要对大跨度和有挑板部分的建筑物进行竖向振动的验算。同时对偏心较大的建筑物应考虑二方向同时受地震作用以及相位差的影响，高轴力及大变形的 $P\text{-}\delta$ 效应的验算。

对风荷载而言，应确认在罕见风荷载作用下建筑物的结构承载力上的主要部分不发生损

坏，在极其罕见暴风荷载的作用下建筑物不倒塌、不破坏。另外，也有必要适当考虑在水平面内的直角方向、扭转方向、屋面的竖向振动影响。对 2000 年以前的旧规范已作修改，可以根据全国的气象观测站观测数据的基本风速进行求解。地面粗糙度已明确规定分为 4 类，并且考虑风速的时间变动和风荷载产生的动态反应的阵风影响系数等也被导入。可以通过以上规定，根据建筑物和拟建场地得出与实际状况相符的风荷载进行计算。超过 60m 高度的建筑物以及大跨度建筑物风荷载计算时，阵风影响系数等必须按照日本建筑学会荷载指南所规定或者通过风洞实验来求解。因为平 12 建告第 1454 号的阵风影响系数的前提是以一般建筑物为对象的。

超高层建筑物和长宽比较大的高耸建筑物等，必须研讨其强风时的居住性。居住性的评价依据，一般按照日本建筑学会《关于建筑物的振动居住性能评价指南与解说》为多，并且按照建筑物的固有振动数和重现期为 1 年的最大反应加速度进行验算。上述指南中对目标性能的设定决定的判断由设计者和业主来决定。为改善居住性能，可以用设置消能部件方法来提高解决，但同时造价也会上升。所以如何向业主解释性能并设定现实的目标以达到必需的性能至关重要。

5-6 根据能量守恒定律的抗震计算法

5-6-1 根据能量守恒定律的抗震计算法的考虑方法和计算流程

根据能量守恒定律的抗震计算法（以下简称能量法）是作为与极限承载力计算法同等级别以上的结构计算法。并规定为与容许应力度等计算、保有水平承载力计算法和极限承载力计算法同样都是确认建筑物的安全性的结构计算方法中的一种。能量法的基本考虑方法是着眼于地震发生时的能量作用，将地震产生的输入能量和建筑物的能量吸收能力作对比后计算建筑物的抗震安全性并进行判断。能量法能够直接把握建筑物各层、各部位所吸收的地震能量的分布，因此在设计中控制地震作用下建筑物的损坏成为可能。并且，也能利用能量吸收构件（消能部件部分）装置来积极吸收地震所产生的能量。

能量法和极限承载力计算同样，对于结构计算不能确认的耐久性等（耐久性等关系规定）因素可以排除，不包括在其技术规格中。

能量法，可以着眼以下两点对建筑物的抗震性进行验证。

- 总质量和 1 次固有周期各自相互相等的建筑物，不管是弹性反应还是弹塑性反应，单质点体系还是多质点体系，也不管其呈现什么滞回曲线特性，对同一地震作用下可以考虑建筑物输入的能量几乎是一定值。
- 构件的塑性应变能量的积蓄和构件的破坏、承载力的退化之间相互关联，建筑物的抗震极限值能够用能量的吸收量来评价。

称为消能减震结构和控制损坏结构，由滞回曲线型的吸收能量构件吸收了地震作用下大部分的能量，而对梁柱所形成的主体结构而言，将在很小的变形下进入屈服而吸收能量。对于此

种能量吸收构件的安全性评价有合适的方法。

根据令第 81 条第 2 项第一号 a 的规定，所定能量法的内容为以下内容（告示 平 17 国交告第 631 号)。与容许应力度计算、保有水平承载力计算有很大差异部分为第④项和第⑥项的对地震的验算方法。

① 消能部件部分由建筑物在结构承载力上主要部分中的由吸收能量构件各构成部分（包括周围构件）组成，要求在地震作用下经反复变形之后刚度和承载力不降低，并且规定其同时不承受建筑物的恒荷载、活荷载、积雪荷载以及其他竖向荷载。主体结构定义为建筑物的结构承载力上的主要部分，不包括消能部件的部分。

② 关于恒荷载、活荷载、雪荷载、风荷载，应根据长期和短期应力之分，并在各自罕见发生的荷载及外力作用下，确认在结构承载力上的主要部位所产生的长期和短期应力应不超过其长期和短期容许应力度。消能部件应注意在地震以外的验算时不容许其屈服。

③ 对于雪荷载、风荷载和极限承载力计算同样对极其罕见发生的荷载和外力作用下，确认在结构承载力上主要部分所产生的应力，小于其承载力。仅对风荷载验算时能期待消能部件的承载力作用。

④ 对于建筑物的地上部分，计算其在到达损坏极限为止时能够吸收的能量值，确认罕遇地震时建筑物作用能量是否超过能够吸收的能量值。进而，确认当地震力作用下各层层间位移角在 1/200 以内（当结构承载力上主要部分的变形不引起建筑物的显著损伤时，层间位移角可取为 1/120 以内※)。当有消能部件时，必须确认在地震后的残余层间位移是否会引起结构承载力上的障碍可能性。

⑤ 罕见发生的地震作用下，确认建筑物的地下部分的结构承载力上主要部分所产生的应力度在短期容许应力度以下。

⑥ 关于建筑物的地上部分，确认各层主体结构的吸收能量值在极其罕遇地震作用下各层主体结构的必要能量吸收值以上。有消能部件时，应确认各层的消能部件部分的保有能量吸收值应大于必要能量吸收值。

⑦ 在国土交通部认可时（告示 平 12 建告第 1459 号)，应确认梁板所产生的计算挠度最大值时不引起使用上的障碍。

⑧ 关于屋面装饰材料、外装饰材料以及独立墙，应根据国土交通部所定基准（告示 平 12 建告第 1457 号、1458 号）进行对风荷载、地震作用下的结构计算确认其结构承载力上的安全性。

图-5.6.1 为能量法设计的流程表示。

5-6-2 地震能量的速度换算值和消能部件的处理

由地震产生作用于建筑物能量值 Ed，定义为作为开放工学基础的速度换算值谱（罕遇地震时为 Vd，极其罕遇地震时为 Vs)，通过公式 (1/2) $M \cdot Vd^2$ 或者 (1/2) $M \cdot Vs^2$ 进行计算。速度换算值谱，即为极限承载力计算时所使用加速度反应谱的模拟速度反应谱。也等于，加速度反应谱乘以固有周期/2π 后的值，与加速度反应谱相当近似。(参照附录-3A3-2)。

※当外墙为 ALC 板时适用（译者注）。

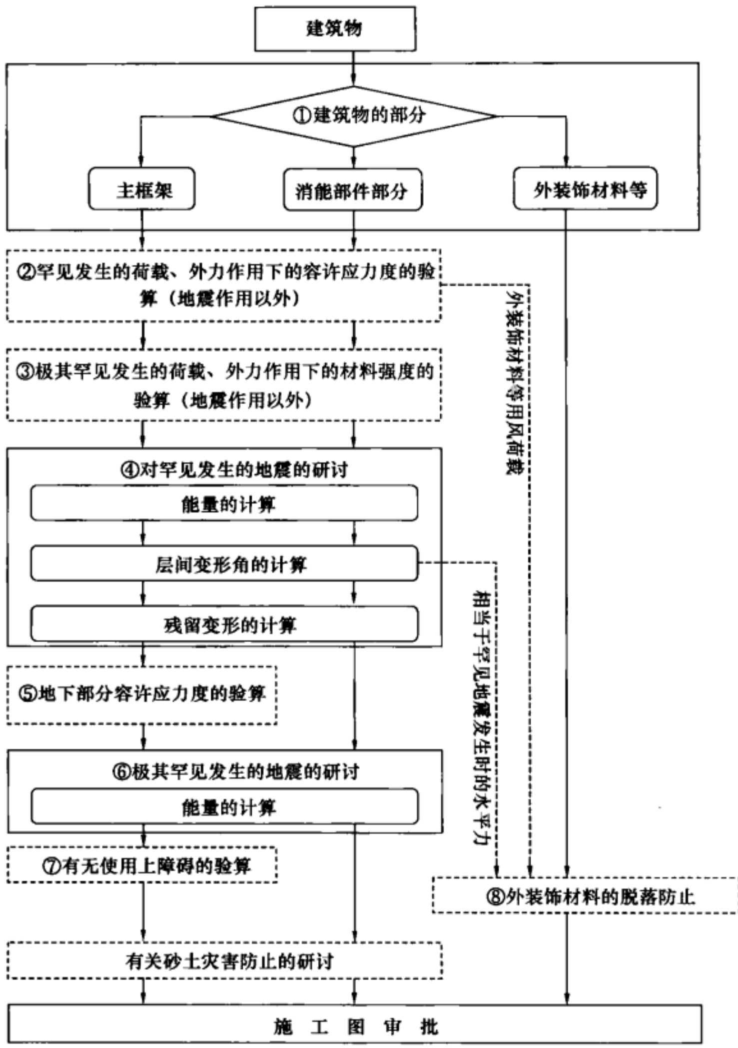


图-5.6.1　能量法的结构计算流程

(1) 罕遇地震时

作用于建筑物的能量 Ed 用速度换算值由以下公式表示。

$$Ed = \frac{1}{2}M \cdot Vd^2 \tag{5.6.1}$$

M 为建筑物地上部分的全部质量。Vd（m/s）由以下公式表示。

$Td < 0.16$ 时　　$Vd = \dfrac{Td}{2\pi}(0.64 + 6Td)Z \cdot Gs$　　(5.6.2a)

$0.16 \leqslant Td < 0.64$ 时　　$Vd = \dfrac{Td}{2\pi}1.6Z \cdot Gs$　　(5.6.2b)

$0.64 \leqslant Td$ 时 $$Vd = \frac{1}{2\pi}1.024Z \cdot Gs \tag{5.6.2c}$$

这里，Z 为地震区域系数，Gs 为地表场地的增大率，取极限承载力计算时同样系数。并且，Td（s）为建筑物达到损坏极限时的固有周期。

(2) 极其罕遇地震时

作用于建筑物上的能量中，必要能量吸收值（塑性应变能量）Es，是除去弹性应变能量值后的能量，由以下公式表示。

$$Es = \frac{1}{2}M \cdot Vs^2 - W_e \tag{5.6.3}$$

Vs（m/s）为公式（5.6.2）的 5 倍的数值。即为，

$Ts < 0.16$ 时 $$Vs = \frac{Ts}{2\pi}(3.2 + 30Ts)Z \cdot G_s \tag{5.6.4a}$$

$0.16 \leqslant Ts < 0.64$ 时 $$Vs = \frac{Ts}{2\pi}8Z \cdot Gs \tag{5.6.4b}$$

$0.64 \leqslant Ts$ 时 $$Vs = \frac{1}{2\pi}5.12Z \cdot Gs \tag{5.6.4c}$$

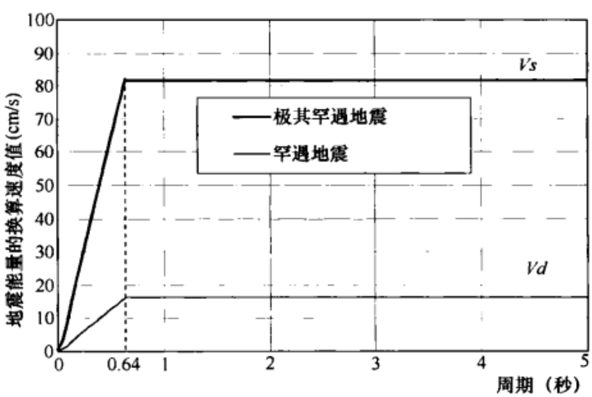


图-5.6.2　地震能量的速度换算值

这里，W_e 为到达损伤极限为止能吸收的能量（弹性应变能量），Ts（s）是建筑物在达到安全极限时的固有周期。极其罕遇地震时，Gs 也与极限承载力计算时为同一系数。

图-5.6.2 表示地震能量的速度换算值。

(3) 消能部件能量吸收的考虑方法

能量法是将消能部件的能量吸收和各层的消能部件部分的最大变形和累计塑性变形倍率（表示反复作用下积蓄起来的塑性变形的累积程度。参照 2-4-4）关系用 n_i 来进行计算。n_i 为考虑具体的正负反应的反复次数值，告示平 17 国交告第 631 号规定为罕遇地震为 2～10，极其罕遇地震为 5～20 的范围。在评价反应时，下限值分别取 2 和 5，在消能部件部分的吸收能量评价时上限值取 10 和 20。

5-6-3　对罕遇地震的研讨

建筑物在到达损坏极限为止时能够吸收的能量值 W_e 根据以下公式计算。

$$W_e = \Sigma\{W_{fi} + (W_{dei} + W_{dpi})\} \tag{5.6.5}$$

W_{fi} 为主体结构 i 层的作为弹性应变所吸收的能量，W_{dei} 及 W_{dpi} 为 i 层的消能部件部分所吸收的弹性应变能量和塑性应变能量。

$$W_{fi}=\frac{1}{2}Q_{fi}\cdot\delta_i \tag{5.6.6}$$

Q_{fi} 为建筑物的损坏极限时的 i 层的层剪力，δ_i 为 i 层的损坏极限时层间位移。关于消能部件，

$$W_{dei}=\frac{1}{2}Q_{dui}^{*}\cdot\delta_{dui}^{*} \tag{5.6.7}$$

Q_{dui}^{*} 为 i 层的消能部件部分的保有水平承载力，δ_{dui}^{*} 为 i 层的消能部件部分的层间位移。如果，在建筑物的损坏极限时，消能部件部分未到达保有水平承载力，其为各自的消能部件部分的水平承载力以及层间位移。

$$W_{dpi}=2\,(\delta_i-\delta_{dui})Q_{dui}\cdot n_i \tag{5.6.8}$$

Q_{dui} 为 i 层的消能部件部分的保有水平承载力，δ_{dui} 为 i 层消能部件部分的层间位移。n_i 为表示各层的消能部件的塑性变形的累积程度的系数，这里通常取 2.0。图-5.6.3 所示关于主体结构以及消能部件部分能量吸收的概念图。并且，$n_i=2$ 是在 $\pm\delta_i$ 的位移间消能部件部分在 1 个滞回过程中所吸收的塑性应变能量（图-5.6.4）。

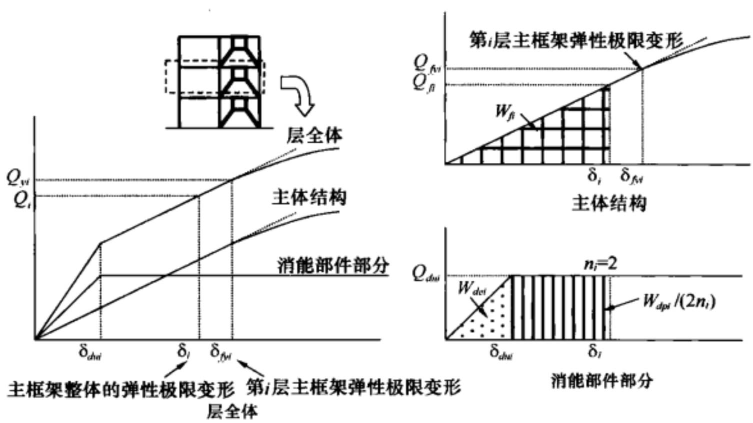


图-5.6.3　能量吸收概念图（罕遇地震）

计算由地震所产生作用于建筑物的能量，确认其能量值在建筑物到达损坏极限时能够吸收的能量以下。

其次，确认建筑物的损坏极限变形在层间位移角 1/200 以内（当结构承载力上主要部分不产生显著的损坏时可取 1/120）。进而当有消能部件时，确认残余层间变形不致引起建筑物在结构承载力上的障碍。

5-6-4　极其罕遇地震的验算

在极其罕遇地震情况，主体结构中任何部位的构件在达到保有塑性应变能量时，建筑物的各层主体结构的保有能量吸收量应小于主体结构的吸收能量值。

其次建筑物主体结构的必要能量吸收值可以用公式（5.6.3）来求解。这里，W_e 为到达损坏极限时所吸收的能量值，此时通常 n_i 取值为 5。其为极其罕遇地震作用下所输入的能量中除去所积蓄的 W_e 数值，计算最终的主体结构产生塑性应变时的能量值。

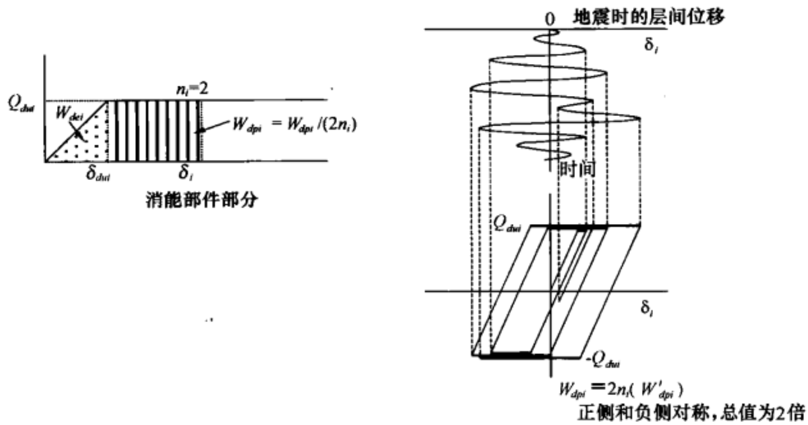


图-5.6.4 W_{dei} · W_{dpi} 的计算

Es 为负值时，解析可以终止。Es 为正值时，作用在各层的塑性应变能量 Es_i 可以根据秋山宏博士的损坏原则计算。此损坏分布则是根据各层的累积塑性变形倍率是相等的理想强度分布即最合的适屈服剪力系数分布，从实际上各层的设计承载力发生偏差的表现指标，求解 Es 是如何分配给各层结构的。

$$Es_i = \frac{s_i\ (p_i \cdot p_{ti})^{-n}}{\Sigma s_j\ (p_j \cdot p_{tj})^{-n}} \cdot Es \qquad (5.6.9)$$

这里，

$$s_i = \left(\Sigma \frac{m_j}{M}\right)^2 A_i^2 \frac{Q_{u1} \cdot \delta_{fui}}{Q_{ui} \cdot \delta_{fu1}} \qquad (5.6.10)$$

$$p_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1 \cdot A_i} \qquad (5.6.11)$$

δ_{fui} 为主体结构的保有水平承载力时的层间位移，Q_{ui} 为 i 层的保有水平承载力，A_i 为地震层剪力分布系数，α_i 为 i 层的保有水平层剪力系数，即 i 层的保有水平承载力除以其本层的恒载和活载的和的数值。并且，当架构为全体破坏形式即梁屈服型的刚架等时 n 取 4，其他状况时 n 取 8。

各层的主体结构的必要能量吸收值，从作用于各层的塑性应变能量 Es_i 的主体结构和消能部件部分的保有承载力比进行计算，并确认其应小于主体结构的保有能量吸收值。

$$Es_{fi} = Es_i \cdot \frac{Q_{fui}}{Q_{ui}} \qquad (5.6.12)$$

Q_{ui} 为保有水平承载力，Q_{fui} 为主体结构的保有水平承载力。

消能部件部分，是由作用在各层的塑性应变能量 Es_{di} 和在地震作用下仅由消能部件发生塑性变形时消能部件的塑性应变所吸收的能量 Es_{dpi}，罕遇地震作用下消能部件部分的塑性应变所吸收能量 Ed_{dpi} 进行计算。

$$Es_{di} = Es_i \cdot \frac{Q_{dui}}{Q_{ui}} + Es_{dpi} + \beta \cdot Ed_{dpi} \qquad (5.6.13)$$

Q_{dui} 为消能部件部分的保有水平承载力，β 为罕遇地震的发生频率通常取值为 5，即等于

确认消能部件部分在罕遇地震作用下能量吸收值的β次等分和极其罕遇地震作用下 1 次的能量吸收值，应小于消能部件部分的保有能量吸收值。此时，表示消能部件部分的累积程度系数n_i，均取上限值，即在罕遇地震时取 10，极其罕遇地震时取 20 的上限值。图-5.6.5 所示在极其罕遇地震作用下，关于主体结构以及消能部件的能量吸收概念图。

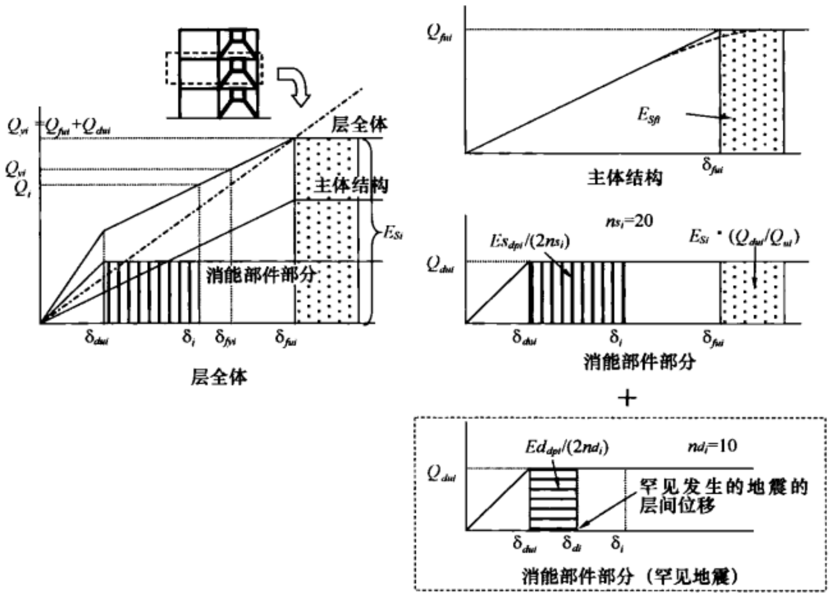


图-5.6.5　能量吸收概念图（极其罕见发生的地震）

钢结构建筑物，为了确认各层的安全性而进行必要能量吸收值和保有能量吸收值的比较时，引进由能量计算的平均累积塑性变形率$\overline{\eta}$。

$$\overline{\eta}=\frac{Es_{fi}}{2\cdot(Q_{fui}\times\delta_{fui})} \tag{5.6.14}$$

进而通过以下公式求解最大塑性率$\mu_{\max}$，能够将各层的塑性应变能量换算成最大层间位移。

$$\mu_{\max}=\frac{\overline{\eta}}{n_1}+1 \tag{5.6.15}$$

钢结构的n_1可取值为 2，当直下型地震时的反应变形的正方向和负方向之间的偏差较大时，也可取值为 1.5。

5-6-5　使用能量法时的注意点

如果能量法限定使用在不承受竖向荷载的钢材系列的滞回能量吸收部件，并在损坏极限之前使之屈服，那么也可能成为除时程反应解析设计法以外积极发挥能量吸收的结构设计。在主体结构中提高消能部件部分的负担，主体结构的截面虽小但能保持在弹性区域内，则刚度较小的主体结构的设计就成为可能。此时对罕遇地震的残余变形的验算上有一定程度的限制。除此之外，由于消能部件部分的应变硬化等引起承载力的上升，在消能部件周围的主体结构能确保

消能部件确实吸收能量，所以对极其罕遇地震作用下残余变形等也应研讨并考虑在结构方案中。

5-7 隔震结构

5-7-1 隔震结构在建筑基准法中的处理

1981 年的建筑基准法修改中，建筑物在其使用年限中数次遭遇罕遇地震作用时结构构件不受损坏和另一方面在使用年限中对遭遇极其罕遇地震时为防止建筑物的倒塌和破坏以维持保护人命的所谓 2 阶段的设计概念被导入。但 1995 年发生的阪神大地震，与死亡人数相比，发现经济上发生数兆日元的莫大经济损失。至此为止设计者的“通过关东大地震级地震亦为安全设计”的设计性能与一般业主的“安全设计＝建筑物几乎不发生损害”的认识之间存在差异，结构构件虽然没有发生那么大的受害，但由于设备和家具等的破损不得不停止生产的工厂的营业损失很大成为社会上的话题。作为抗震性能以保护人安全是当然的，同时如何对建筑物和家具等财产保护以及工厂的生产流水线的机能维持也成为首要问题。关于抗震性的结构类别如图-5.7.1 所示，根据其所要求的抗震性能而提案为抗震结构、消能减震结构、隔震结构。抗震结构因为是由大地震时主要结构构件梁柱和墙的损坏吸收地震能量，所以在地震后必须进行大规模的修复工程。而消能减震结构是由消能部件吸收地震能量，所以修复比较容易。隔震结构是通过长周期化降低地震输入作用的同时，试图让隔震层内的消能部件吸收能量，让上部结构停留在弹性阶段而不需要修复。为了能响应各式各样的要求性能，在迄今为止的“抗震结构”上把“消能减震结构”和“隔震结构”加以灵活组合使用已成为结构设计者不可缺少的方法。

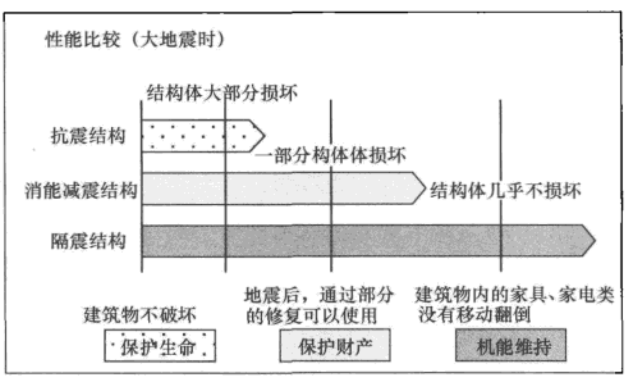


图-5.7.1 要求性能和结构种类

作为隔震结构的安全性的检验方法，在告示平 12 建告第 2009 号《关于隔震建筑物的结构方法和安全上必要技术基准规件等》所规定。隔震建筑物基础的结构方法在第 3 章，关于隔震建筑物的结构方法和安全上必要的技术基准在第 4 章，隔震建筑物的耐久性等关系在第 5 章中被指定和规定。与极限承载力计算方法相同，确认隔震结构安全性的结构计算方法在第 6 章中被规定。此外，不根据此告示，也能按时程反应解析法等结构计算法进行计算和设计。以下，针对关于使用平 12 建告第 2009 时的注意事项做简要说明。

① 适用不需要结构设计的 4 号建筑物时，必须满足以下条件。

● 隔震建筑物必须支承在 50kN/m^2 以上的地基持力层上。

● 采用桩基础或者片筏基础。

● 片筏基础时底板厚度在 25cm 以上，基础埋深 150cm 以上，底板的补强钢筋以及外周立墙的主筋和架立筋的直径、根数必须在规定值以上。

● 隔震层的设计极限位移在 35cm 以上，建筑面积除以支承数应在 15m^2 以下，隔震层的屈服剪力系数以及设计极限位移剪力系数在规定值以下。并且设计极限位移时等价粘性衰减参数在 20%以上。

● 上部结构的平面形状长宽比在 4 以下，立面形状为长方形或其他稳定的形状，最下层的楼板为 15cm 厚以上的钢筋混凝土板，并且配筋量必须满足规定。仓库等活荷载的变动较大的建筑物不适用。

● 与周围的建筑物和邻地地界的距离在 50cm 以上（不设走人通道时为 40cm 以上）。

② 当适用告示的结构计算途径时，必须满足以下条件。符合①的条件的建筑物也同样。此计算途径在本质上与极限承载力计算相同，在计算地震力时重要的 Gs 值根据极限承载力计算所规定的施行令、告示的方法进行。其计算与极限承载力计算有密切关系，并且隔震结构的结构安全性也能够通过一般建筑结构施工图审查手续进行确认。

● 限定在场地土为第 1 类或者地震时不发生液化可能的第 2 类并且是基础隔震。

● 以罕遇地震作用为对象进行计算，上部结构以及下部结构通过容许应力度设计法求解，层间位移角原则上在 1/300 以下。

● 隔震建筑物与周围的建筑物和邻地地界的距离，确保在根据设计途径所算出的地震反应位移后加上人员通行时所必须的尺寸。

● 隔震部件的各个部位与上部结构、下部结构保持安全连接。

● 设置地下层时，不应有偏心土压作用。

③ 当采用时程反应解析法等方法结构计算时，必须满足以下条件。符合①和②条件的建筑物也同样。此设计途径包含第 3 类场地和可能发生液化的场地，能适用所有的隔震建筑物。因为通过时程反应解析法，可以精确掌握隔震结构在地震作用下的反应。此时结构安全性的确认必须接受性能评价机关的审查并取得认可。以超高层建筑物的隔震为代表的中间层隔震和桩顶隔震等特殊的隔震结构方法亦适用此设计途径。

● 隔震层的有效高度应确保在隔震装置检修时没有障碍。

● 在地震作用时仅用隔震材料传递地震力。

● 隔震装置应设置在检查检修较容易的位置。

● 确保积雪时隔震层的水平位移没有障碍。

● 根据需要采用隔震装置能被替换的结构。

● 防止隔震层进水而引起隔震装置和阻尼器的进水。

● 必须设置隔震建筑物的标志。

④ 隔震材料的处理

在法令上隔震材料的叠合橡胶支座和油压阻尼器等隔震装置与一般的“材料”有概念上的区别，钢材和混凝土等的指定材料以追加的形式在告示 平 12 建告第 1446 号被规定。对 JIS 规

格中没有指定的隔震材料进行了规定，并且作为隔震材料必须取得认可。告示 平 12 建告第 1446 的基准表示了隔震材料应具备的特性（尺寸精度、竖向荷载参照性能、水平方向的特性、各种依存性等）以及其试验方法等都被规定。同告示将隔震材料分类为以下各种。

- 承压形：弹性体系、滑移体系、滑动体系
- 衰减形：滞回体系、流体体系、粘弹性体系、摩擦体系

5-7-2 隔震原理

迄今为止日本国内外由观测得到的地震波的加速度谱如图-5.7.2 所示。反应加速度在短周期 0.2～1.0 秒（高度在 50～60m 以下的建筑物范围）范围内变大。相比之下，反应加速度在长周期特别是 3～4 秒以上的范围内，就显著变得很小。对于迄今为止观测到的地震波，建筑物的摇晃程度在短周期领域内变大的倾向已被确认。对于此种地震波，通过在建筑物根部设置水平刚度小的隔震层，使建筑物全体的水平振动周期变得比场地土的卓越周期更长来减小地震作用的影响，提高结构的抗震性能。但周期变长以后其反应位移也相应变大，其中大部分位移集中在隔震层，而上部结构的变形能控制在很小的范围内。为了控制隔震层的反应位移，隔震层里设置油压阻尼器和钢材消能部件等衰减装置，通过将反应变位控制在合适范围内，就能实现受地震影响极小的隔震结构。一般隔震层设在建筑物底部为多，在建筑物中间层设置隔震层也较为有效。隔震结构的上部结构保持在弹性范围，确保前节所述从包含保护人命至维护机能为止，是能实现要求性能保障的最高系统。

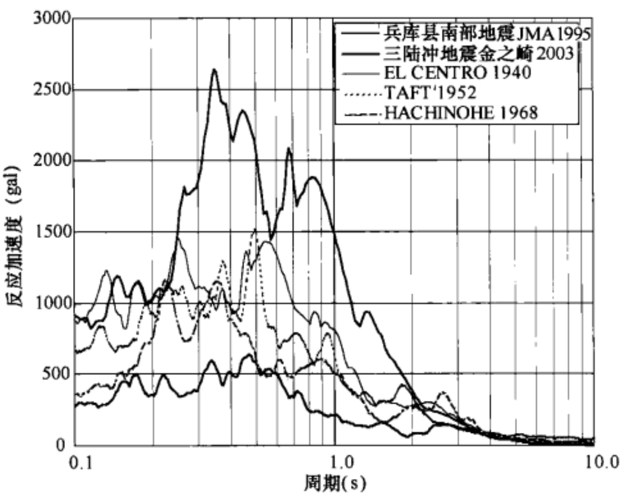


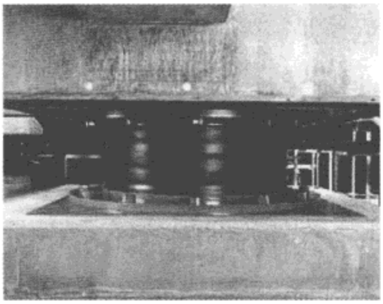
图-5.7.2 加速度反应谱（5%衰减）

5-7-3 隔震装置、消能装置

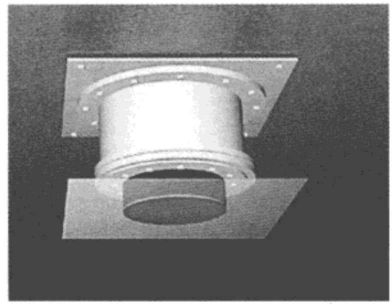
隔震结构，由如表-5.7.1 所示的实现长周期化的支座（隔震装置）和实现附加衰减的阻尼器所构成。关于隔震装置的性能，对承受对象的外力应必须确保其健全性。表-5.7.1 表示各隔震材料的设计容许值。这里，设计容许值为①对反复变形而力学上的特性不发生大的变化；②应变硬化的影响和轴力的影响对恢复力特性不发生大的变化；③恢复力特性的模型化在能反映精度较好的范围内。满足上述条件才能确保隔震结构在稳定变形范围内或在线性范围内。

支座大至分为弹簧支座和滑移支座，作为弹簧支座的有天然橡胶系列、叠层橡胶支座（NRB）、铅芯系列叠层橡胶支座（LRB）、高衰减橡胶系列叠层橡胶支座（HRB）等。其他也有滑移系列的支座。作为支座的代表例有叠层橡胶支座和弹性滑动支座如照片-5.7.1 以及照

片-5.7.2 所示。



照片-5.7.1　叠层橡胶支座



照片-5.7.2　弹性球面滑动支座

表-5.7.1　隔震部件的种类[2)]

隔　震　材　料			设计容许值	破坏极限值
支座材料	弹性系统	天然橡胶叠层橡胶支座	水平方向的荷载变形关系能保持线形关系的极限变形（γ=200%～250%）	压缩剪切时未达到剪切破坏的极限变形（γ=350%程度）
		铅芯叠层橡胶支座	作为破坏及失稳极限确保了安全率 2 以上的稳定变形	对剪切及失稳极限确保安全率 4/3 以上的性能保证变形
		高衰减橡胶叠层橡胶支座		
	滑动系统	刚滑动支座	对破坏极限变形确保安全率 2 以上的稳定变形	产生滑动方面的粘着的反复来回次数在变得不能保持轴力的极限的变形
		弹性滑动支座		
	滚转系统	平面滚转支座		
		曲面滚转支座		
		直道滚转支座		
衰减材料	流体系统	液压缓冲器	对破坏极限值确保安全率 1.5 以上	装置能容许的最大变形，最大荷载，最大速度
	粘弹性系统	粘性体减震器		
	滞回系统	钢材减振器	对破坏极限值确保安全率 2 以上的反复来回的次数	滞回面积的减少或承载力的降低而发生的反复来回次数
		铅材减振器		
	摩擦系统	刚滑动支座	对破坏极限值确保安全率 2 以上的反复来回的次数	滞回面积的减少或承载力的降低而发生的反复来回次数
		弹性滑动支座		

对支座所要求的性能是，能够稳定的支承建筑物的自重（竖直方向的重力），并且在水平方向的刚度较小，有充分的变形能力和恢复力。叠层橡胶支座是由薄的橡胶层片和钢板交叉和加硫粘接的叠层部分加上下法兰组成，与上下建筑物基础底板连接以传递应力。不设交叉钢板叠层的橡胶支座如图-5.7.3（*a*）所示受压缩时会发生较大的沉降量，同时橡胶支座会向横方向发生侧移。而设置交叉叠层钢板的橡胶支座如图-5.7.3（*b*）所示，当受压力时因橡胶层与

直径相比层厚很薄，所以发生的横向侧移量很小并且在竖向发生的沉降量亦非常小。

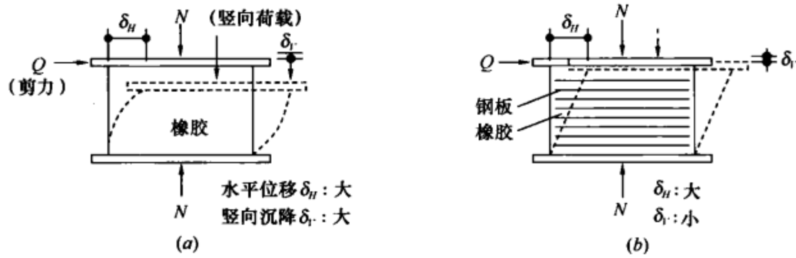


图-5.7.3　叠层橡胶的力学特性

（a）内部不设置钢板时；（b）内部设置钢板时

叠层橡胶的竖向荷载性能以及水平方向变形时的竖向承载性能是将 1 次形状系数 S_1 以及 2 次形状系数 S_2 作为其各自的参数定义由以下公式来表示。

S_1＝橡胶的受压面积/橡胶的侧面积＝$\pi \cdot r^2 / 2\pi \cdot r \cdot t$

S_2＝橡胶支座的直径/橡胶总厚＝$2r/n \cdot t$

这里，r 为橡胶支座的半径，t 为橡胶层每片的厚度，n 为橡胶层的层数，S_1 为竖向刚度，S_2 为叠层橡胶的失稳荷载和水平刚度有关的数值。

除此之外还有一种重要的支座即球面滑动支座。球面滑动支座的摩擦系数取决于支座侧滑动面和滑动板的材料。当滑动支座是作为消能部件通过摩擦抵抗来吸收能量时，一般多采用（聚四氟乙烯纤维）特氟纶纤维支座＋不锈钢滑动板的组合形式。当不期待其消能作用时，一般多采用特氟纶纤维支座＋特氟纶涂膜滑动板的组合形式。弹性滑动支座，是在滑动部分和高度调整钢管的指尖夹入叠层橡胶。由此种叠层橡胶，期待在不发生滑动程度的中小地震时使其周期变长。

消能部件所要求的性能是其稳定的能量吸收性能和大变形追随能力。主要有粘性系统消能部件、弹塑性消能部件和摩擦型消能部件。

粘性系统消能部件代表例的油压消能部件如照片-5.7.3 所示，其衰减力和速度成比例关系。其恢复力特性如图-5.7.4 所示呈圆滑的椭圆形状。弹塑性消能部件如照片-5.7.4 所示，充分利用钢材的塑性变形或者利用铅的塑性变形的部件。钢材系统的消能部件一般多呈现如图-5.7.5 所示，具有与完全弹塑性很接近的恢复力特性。摩擦型的代表例有如照片-5.7.2 所示的弹性滑动支座，依靠支座在地震时的滑动摩擦吸收能量。其恢复力如图-5.7.6 所示呈完全弹塑性性质，此时必须考虑设计上与轴力依存的摩擦系数的影响。此种类型以支座能吸收能量却不需要较大空间为其特征。

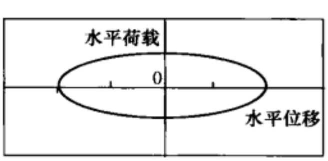


图-5.7.4　油压消能部件

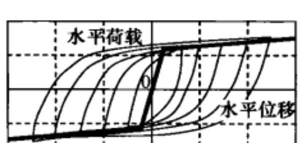


图-5.7.5　钢材系统消能部件

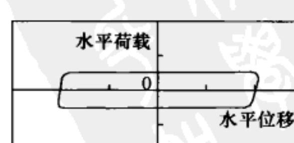
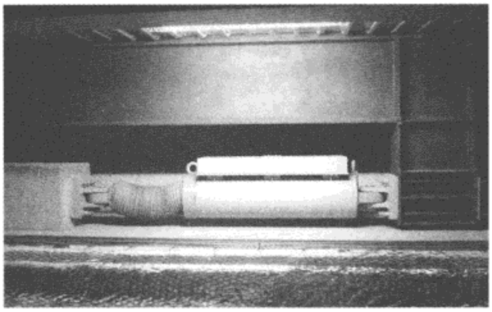
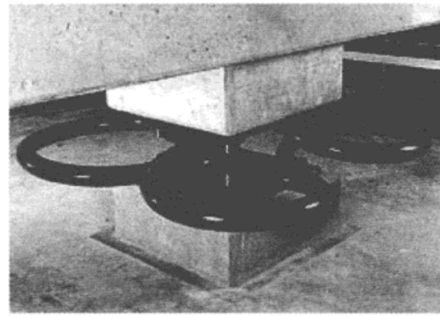


图-5.7.6　摩擦型消能部件



照片-5.7.3　粘性系统消能部件实例



照片-5.7.4　弹塑性消能部件实例

5-7-4　隔震结构的设计

关于隔震结构的设计流程作以下阐述。

(1) 上部结构的结构方案和目标隔震周期的设定

采用隔震结构时，对极其罕遇地震作用下的反应进行计算。在考虑各构件的安全性设置在极限位移内的隔震层的位移，并根据建筑物的规模、估算支座数求出上部结构的设计地震力，进行上部结构的方案设计。因为上部结构基本上无必要考虑吸收能量，所以可以采用 PC 结构等形式自由进行方案设计。为了使隔震层吸收能量产生效果，隔震层的周期应在 3 秒以上，为基础固定的上部结构的周期的 3 倍以上程度。上部结构作为弹性状态应保证在全体倾覆弯矩的作用下不出现基础受拔的工况。为了吸收能量而将衰减提高时地震反应位移虽能减小，但因地震加速度也在同时增加，所以必须选择适当的衰减。下部结构一般都支承在坚固的地基场地上，不得已在软弱地基的时候，必须通过地质调查详细掌握场地影响进行设计。

上部结构的反应预测是通过将隔震支座和消能部件以弹性弹簧支承上部结构形式置换成单质点体系。此时使用隔震支座的等价刚度和消能部件的等价衰减的等价线性法求解上部结构的静态设计剪力系数。

① 计算建筑物质量 M 的概算值。

② 隔震支座的容许平面压力在 $10N/mm^2$ 程度，决定估算支座直径。

③ 按照隔震支座的 2 次形状系数 $S_2=5.0$ 左右，剪力弹性系数 $G=0.29N/mm^2$，求解水平等价刚度 ΣKh。

支座单体的水平刚度　$Kh=\dfrac{G\cdot A}{n\cdot t}=\dfrac{G\cdot\pi\cdot r^2}{(2r/S_2)}=2.5\pi\cdot G\cdot r$

④ 计算出隔震周期　$Tf=2\pi\sqrt{M/(\Sigma Kh)}$。

⑤ 由隔震部件的恢复力特性计算出隔震层的等价粘性衰减指数，进而计算上部结构的反应剪力和隔震层的反应位移。

(2) 支座的设置方案

隔震结构的方案的第一要点是隔震支座以及消能部件的平面设置方案。即上部结构的重心

应和隔震装置的刚度中心保持一致，对隔震层不产生有偏心的方案。并且因为隔震结构一般隔震层都为地下结构，所以上部结构与周围地基基础之间必须设置和确保地震反应变形值以上的安全有效空间距离。考虑隔震层产生的最大位移，安全有效空间距离一般取 40～60cm。当隔震层有偏心时，应在水平变形基础上加上平面扭转变形引起的端部扭转变形值。为确保更大的安全有效空间距离的同时，越接近外周的支座与消能部件也必须具有变形追随性能。所以对于隔震结构设计，如何将隔震层的偏心控制在最小范围内尤为重要。

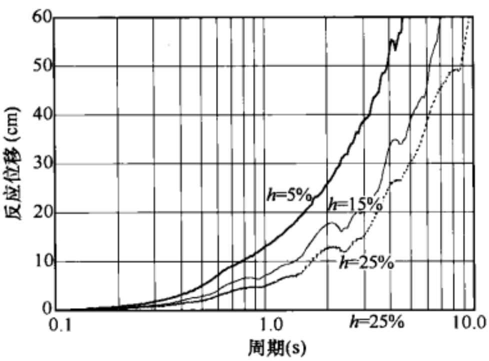


图-5.7.7　位移反应谱例（告示波）

(3) 消能部件方案

关于设计用地震波，衰减参数为 5%、15%、25%时位移反应谱实例在图-5.7.7 所表示。隔震周期设计为 4 秒时，容许变形保持在 30cm 左右，其衰减程度必须为 25%。必要衰减系数，由建筑物质量 M、隔震周期 Tf 以及衰减参数 h 求解。

$$C = 2h \cdot M \cdot (2\pi / Tf) = 2h \cdot M \cdot \omega$$

这里固有圆振动数 $\omega = 2\pi / Tf$ 。衰减系数假定为刚性比例型，衰减构件所负担的最大衰减力 Fd 由 $\omega^2 = k/M$ 的关系求解。

$$Fd = C \cdot v = (2h \cdot M \cdot \omega) \cdot (\omega \cdot x) = 2h \cdot M \cdot \omega^2 \cdot x = 2h \cdot k \cdot x$$

由于作用于支座构件的最大恢复力 $Fk = k \cdot x$ ，所以 Fd 和 Fk 的比为：

$$Fd / Fk = (2h \cdot k \cdot x) / (k \cdot x) = 2h \approx 0.5$$

可以明白衰减构件的衰减力对支座部件的最大恢复力的比值是不可忽视的。这样的隔震结构，由于衰减构件的衰减抵抗的比率变大，上部结构的重心和衰减抵抗力的合力应尽可能一致，以减少偏心的影响就成为其必要性。

(4) 性能的确认

隔震结构要确认其地震反应解析结果是否满足和达到所设定的性能目标。其手法是通过对极限值的安全余量的确认，确保性能的健全性。为了充分发挥隔震的性能目标，隔震建筑物和其他邻接建筑物和邻地界线等之间以及上部结构和隔震层之间，应保证在地震作用下水平移动没有障碍，有充分的有效安全距离。必须保证能安全移动的节点构造。同时也必须保证在有效安全距离内防止人员和物品等被夹入的对应措施。

为了维持隔震结构的性能目标，必须进行维护管理：

● 竣工时的检查：建筑物竣工时，必须是工程监理以及施工方共同在场而实施的检查，因为其结果将作为将来的检查和维护的初始值而利用。

● 定期维护检查：每年由目测检查以及竣工后 5 年，10 年……以后每 10 年进行定期检查并作维护检查记录。

● 应急维护检查：烈度 5 以上的地震和台风、洪水、火灾对隔震层产生影响时，受灾后立刻通过目测进行维护检查。关于应急维护检查的必要性由设计者设定。

● 详细维护检查：定期和应急维护检查时如发生异常现象，为了把握其发生原因和对策，应进行更详细的包括测量的详细检查。检查项目如表-5.7.2 所示。

表-5.7.2　检　查　项　目[3)]

<table>
<tr><th>位　置</th><th>必 要 性 能</th><th>管理项目</th><th>管理方法</th></tr>
<tr><td rowspan="6">隔震构件</td><td>竖向荷载支承性能</td><td>有无损坏，生锈</td><td>目测</td></tr>
<tr><td>水平变形性能</td><td>竖向变形（蜕变）</td><td>测定</td></tr>
<tr><td>恢复性能</td><td>水平位移</td><td>测定</td></tr>
<tr><td rowspan="3">衰减性能</td><td>竖向/水平刚度</td><td rowspan="3">目测</td></tr>
<tr><td>变形能力</td></tr>
<tr><td>衰减能力</td></tr>
<tr><td rowspan="2">隔震层
建筑物外围</td><td rowspan="2">对隔震层的位移没有障碍，各部分不产生损坏</td><td>有效空间距离值</td><td>测定</td></tr>
<tr><td>有无障碍物</td><td>目测</td></tr>
<tr><td rowspan="2">设备配管
配线可挠部</td><td rowspan="2">变形追随性能</td><td>形状的变化</td><td>目测</td></tr>
<tr><td>有无损伤漏水等</td><td>目测</td></tr>
</table>

5-8　消能减震结构

5-8-1　消能减震结构的原理和类型

消能减震结构是在建筑物上附加衰减机能，在地震和强风时吸收振动能量，进而抑制建筑物振动的结构。为了有效地吸收输入建筑物的地震和强风所产生的能量，有必要设置通过建筑物的微小变形就能吸收振动能量的装置。常用消能减震部件的设置方式例由图-5.7.8 表示。

消能减震结构的类型从吸收振动能量装置的机能分类为被动消能减震型，部分主动消能减震型以及主动消能减震型结构。被动消能减震结构不是从外部增加荷载，而仅是通过设置的能量吸收器来衰减建筑物各部分的振动。被动消能减震有质量消能方式和一般消能方式。质量消能方式，因为有与建筑物相同周期的摆锤组合在结构中，当建筑物在晃动时此摆锤产生相反方向的摆动，以此来消耗能量降低建筑物的振动。将摆锤的周期与建筑物的周期调整为同一周期的设计手法，被称为 TMD（Tuned Mass Danper）。

另一方面，与被动消能减震相对应的有主动消能减震，主动消能减震是在外部加上动荷载，强制地控制建筑物的振动，通常为质量消能和联结消能型。因为装置要有引起建筑物振动的力量，所以要根据建筑物的大小，设置所需要的能量。根据消能减震部件的刚度和衰减特性的反应，进行积极调整的部分主动消能减震型结构，是通过输入少量的能量来控制建筑物的振动，与被动消能减震结构相比更能达到有效的减振效果。具体的是通过油压消能部件对油量的流量进行调节等手法，促使衰减性能变化，一般多使用计算机进行控制。

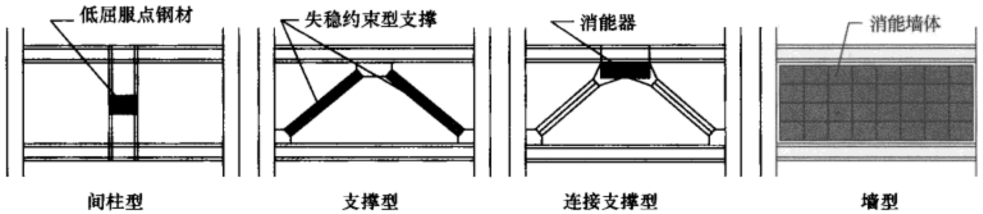


图-5.7.8　消能部件的设置例

5-8-2　消能减震结构在建筑基准法上的处理

为了验证消能减震建筑物的安全性，使用时程反应解析法等结构计算法进行计算时，原则上计算结果须通过专家评审。但根据建筑基准法第 81 条第二项第一号 b 的规定，作为与极限承载力有同等以上的结构计算方法进行计算并满足平 17 国交告第 631 号（改正告示 平 19 国交告第 628 号）中《根据能量的平衡抗震设计等决定结构计算法等》所规定，利用钢材滞回曲线设置吸收能量消能部件建筑物的设计，可以作为一般的建筑物设计并需要通过施工图审批。

5-8-3　消能减震部件

消能减震结构所使用的消能部件能分类为：利用滞回衰减位移相关性的消能部件和利用粘性衰减速度相关性的消能部件。位移相关性消能部件有根据钢材的特有塑性变形性能，并利用滞回能量吸收能力作为消能部材的钢制消能部件；有利用铅的优越塑性变形能力的铅制消能部件以及有将振动能量通过摩擦面的滑动转换成热能来吸收的摩擦型消能部件。此种位移相关性消能部件如图-5.7.5 和图-5.7.6 所示，通过依存位移的反力发生，由滞回曲线所围成的面积来吸收能量。

作为速度相关性消能部件有利用圆筒汽缺内的油在通过设有小孔活塞时发挥流体粘性衰减性能的油压消能部件；利用硅酮树脂等高分子材料粘性体的流动抵抗和剪切抵抗性质的粘性消能部件；利用高分子材料粘弹性体的剪切变形发挥吸收能量的粘弹性消能部件。此种消能部件通过依靠速度反力发生而吸收能量，称为速度相关性消能部件。

对于消能部件的设置，有必要注意以下几点：

- 设置消能部件时，因为其周围架构受消能部件所吸收的能量而产生反力作用，必须具有能承受此反力的充分的刚度。同样，与消能部件连接的部分也必须有充分的刚度，此部分如发生变形时则消能减震效果会降低。
- 钢制消能部件由于应变硬化产生屈服荷载的上升和屈服荷载与设计值会产生差异。如果达不到反应计算时的降低效果等，连接部分受到设计以上的力的作用时会出现损坏。
- 钢制消能部件的能量吸收，亦存在由于反复变形而引起部件的破坏和性能低下问题。因为能够吸收能量的总量是有极限的，必须验证地震反应时的吸收能量是否超过其容许值。
- 油压消能部件等速度相关性消能部件，由于在一瞬间的速度增大时会发生相当大的反力作用，所以有必要在一定荷载时设置阀门开放设定反力的上限措施。
- 粘性消能部件其刚度和衰减因为有较强的温度依存性，所以必须验证气温的变动以及吸收能量的热能化所产生的粘性体的温度上升。

● 在上下连层设置消能部件时，周围架构的柱的刚度不大的情况下，其弯曲变形为主要变形，而对剪切成分而言所设置的消能部件的效果就会降低。

出处

1　2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007

2　(社)日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法，2005

参考文献

1)　2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007

2)　日本建築構造技術者協会编：応答制御構造設計法，彰国社

3)　(財)建築技術教育普及センター：構造設計一級建築士資格取得講習テキスト

4)　大崎順彦：地震と建築，岩波新書，(株)岩波書店，1983

5)　柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版(株)，1981

6)　日本建築学会関東支部：耐震構造の設計 学びやすい構造設計，技報堂出版(株)，2003

7)　国土交通省建築研究所編著 協力(社)建築研究振興協会：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，(株)ぎょうせい，2001

8)　北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，(株)彰国社，2002

9)　臨海部構造安全委員会：臨海部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討のうち 動的設計用入力地震動の設定に関する検討報告書，1992. 3

10)　建設省建築研究所・(財)日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)，(財)日本建築センター，1992

11)　横浜市高層建築物耐震指導基準作成委員会：横浜市高層建築物耐震指導基準作成委員会報告書，1992

12)　理論地震動研究会：地震動－その合成と波形処理，(株)鹿島出版会，1994

13)　佐藤良輔：日本の地震断層パラメター・ハンドブック，(株)鹿島出版会，1989

14)　瀬尾和大：サイトの地盤特性を反映させた設計用入力地震動の設定は可能か?，建築技術 1999 年 7 月号，(株)建築技術

15)　宇佐見龍夫：最新版 日本被害地震総覧 [416]－2001，(財)東京大学出版会，2003

16)　活断層研究会：新編 日本の活断層 分布図と資料，(財)東京大学出版会，1991

17)　地震調査研究推進本部ホームページ：http：//www. jishin. go. jp/main/index. html，2008

18)　日本建築学会：地盤震動－現象と理論－，(社)日本建築学会，2005

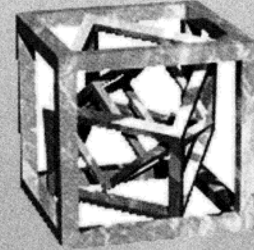
19)　秋山 宏：エネルギーの釣合いに基づく建築物の耐震設計，技報堂出版(株)，1999

20)　エネルギーの釣合いに基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説，2005，(財)日本建築センター

21)　和田章，岩田衛，清水敬三，安倍重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善(株)，1998

第 6 章

钢结构的种类



6-1　一般办公大楼

6-1-1　办公大楼的特征

在众多的建筑用途中，办公大楼建筑的用途最为广泛，除了生产行为和店铺贩卖以外，是能够提供各种经济活动场所的建筑物。因此，为维持机能并使之合理化是办公楼建筑的最重要条件。并且，类似租赁办公楼最初不能特定租赁者的使用状况，所以必须具备建成后可以根据租赁者的需要而对使用空间灵活布置对应的特性。

从最近的社会需求来看，不仅仅是上述要求，除上述之外，提供舒适的工作环境和空间；提高抗震性能，确保在地震等灾害时维护建筑物的功能；考虑设置安全防范等措施，提高有附加价值的空间等，都是办公楼建筑所要求具备的条件。

为实现以上所要求空间的特性，办公楼建筑一般按如图-6.1.1所示的平面布置且采用以下设计方针的方案为多：

① 排除无用的空间，构成平整规则的平面和剖面。

② 为具备办公空间的灵活布置性，采用柱间大跨度。

③ 对办公室空间以外的电梯、楼梯、卫生间、设备管道井等进行集中设置。

特别是因为②的采用柱间大跨度的性质，所以办公楼建筑物一般采用钢结构为多。下面介绍构成上述空间的结构形式。

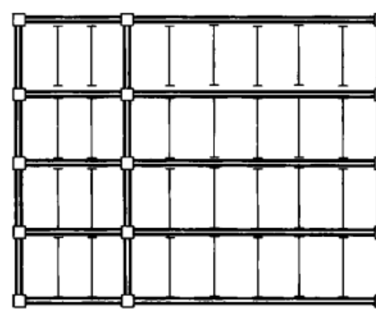


图-6.1.1　办公楼建筑的平面布置图

6-1-2　结构的种类

由钢结构构成的办公楼建筑的结构形式大体分为以下几种形式：

(1) 框架结构

因为框架结构不需要设置斜撑和消能减震部件的空间，所以在建筑方案上自由度很高，成为灵活性很高的架构形式。对于地震力等水平力，由梁柱的弯曲来抵抗，具有优越的延性性能特征。

(2) 带支撑的框架结构

带支撑的框架结构，是在（1）的框架内某些位置设置支撑的结构形式，地震作用时水平力的一部分或者大部分由其支撑负担的结构。因为梁、柱围成的结构面内要设置支撑构件，在建筑设计上受到一定程度的限制。与纯框架结构形式那样由梁柱的弯矩来抵抗地震作用相比，让支撑的轴力来负担更为有效。同时也能降低结构的用钢量，有利于达到发挥经济设计的优

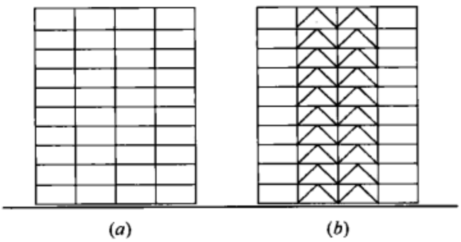


图-6.1.2 框架结构和带支撑框架结构
（a）纯框架结构；（b）带支撑的框架结构

点。但如图-6.1.2（b）所示，因为支撑在同一结构面上下层连续设置而引起地震作用集中，所以在形成支撑结构面的下层部分的柱构件中，必须注意在支撑轴力与柱的轴力累加后会发生很大的轴力。因其会对基础产生很大影响，所以必须对支撑的设置加以充分考虑。

(3) 混合结构

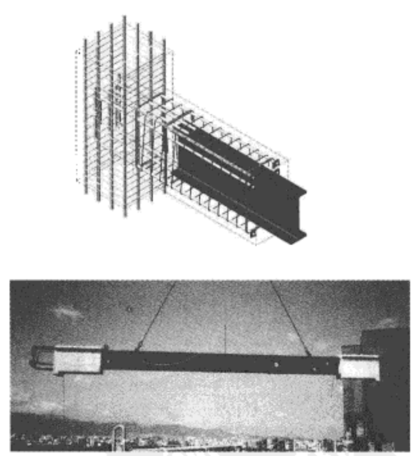
不同种类的结构形式在一个建筑物中并存的结构称为混合结构。其一般特点是将各自结构的优点加以活用。混合结构的一例以照片-6.1.1所示，柱子为钢筋混凝土结构，梁为钢结构的结构形式。其柱子采用了比钢结构构件截面面积大、在轴力方向更好地发挥作用的钢筋混凝土结构，相反大跨度的梁则采用了比混凝土轻、具有更好截面性能的钢结构材料。这仅是一例而已，迄今为止由于设计者的创意和追求，出现了各式各样的混合结构方案。

(4) 消能减震结构

消能减震结构有两个意图。前者是抑制由风和交通振动等引起的建筑物的振动，改善居住性能；后者是控制地震时建筑物的摇晃和受损程度。前者已在第2章的2-8中阐述，下面主要对后者进行解说。

如图-6.1.2（a）的纯框架结构，在地震时所能吸收的能量主要是由梁端形成的塑性铰来实现的。但塑性铰的吸收能量的效果很差，并且依赖于梁柱连接部位的焊接的质量。为此，把能够更加确切和积极的吸收地震能量的消能减震部件组合在建筑物中的结构，叫做消能减震结构。

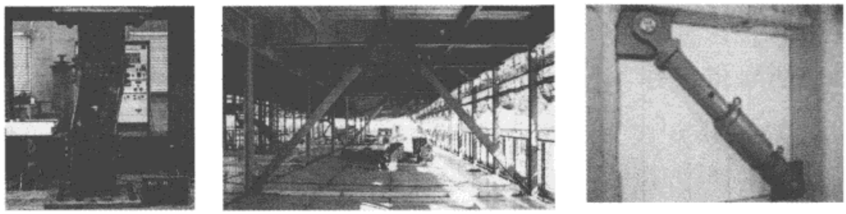
作为消能减震部件的代表例子，有使用低屈服点软钢系列的滞回消能减震器、油压消能减震器、黏性墙等黏性系列的消能部件和闸式消能器等摩擦系列的消能减震部件。无论采用何种消能减震部件，都是取决于建筑物的形状以及所要求的性能。但因为消能减震部件和支撑构件一样需要设置空间，所以不仅要和建筑布置进行协调，也有必要设置在能够充分吸收地震作用的位置上（照片-6.1.2）。



照片-6.1.1 混合结构

(5) 隔震结构

隔震结构因为有必要设置隔震支座而需要隔震层，并通过隔震层使上部结构的地震作用减少，因此梁柱截面能比一般建筑物更小，建筑布局以及设计自由度更高等为其特征优点。



(*a*)　　(*b*)　　(*c*)

照片-6.1.2　消能减震部件的实例

(*a*) 消能减震间柱；(*b*) 约束失稳斜撑；(*c*) 油压消能部件

6-1-3　结构的选择标准

在开始设计时，一般可根据以下所示条件进行。根据这些设计条件，由建筑、结构、设备的各专业提出方案设计。因为结构形式和柱的设置与层高、跨度等影响建筑物形状的因素等密不可分，所以对其选择必须进行充分的考虑和研讨。

① 建筑物的用户和使用方式

不能确定建筑物的用户和使用方式时，建筑物空间的用途和荷载条件会对结构形式的选择产生很大影响。

② 建筑物的要求性能

当对建筑物有要求性能时，必须满足要求性能而选择必要的结构形式。例如，在遭受大地震后建筑物的主要结构部分不能受损而且要求能继续使用时，一般的纯框架结构和支撑兼用框架结构就难实现，此时必然要选择消能减震结构或者隔震结构。当对由风荷载所产生的横向振动和楼板的竖向振动有性能要求时，此时要想提高结构的刚度，就有必要选择能改善居住性的消能减震结构。

③ 布局条件（含自然环境、地质条件等）

建筑物周围的布局条件也是选择结构形式的判断标准之一。比如，拟建场地与交通量很大的主要干线通路或铁道接近时，必须选择能实现减少交通振动影响，提高建筑物刚度和设定合适的梁跨度的结构形式。当拟建场地为软弱地基的第 3 种类场地土时，也要考虑防止场地固有周期和建筑物周期接近而引起的共振现象，采用隔震结构形式往往不合适。

④ 预算目标

选择建筑物的结构形式的较大因素取决于预算目标。工程预算上有余地时采用消能减震结构和隔震结构等容易提高抗震性能。但实际上预算有余量的情况毕竟很少，绝大部分工程都是在一定的预算目标中，如何实现最优化成为方案的焦点。此时，通常假定各式各样的结构形式做出比较方案，验证性能和造价以选择最终的结构形式。

⑤ 工期目标

一般因为钢结构构件是预先在加工厂制作，而在现场进行拼装，所以钢结构与钢筋混凝土结构相比，建设工期要短。当采用钢结构时，影响工期的因素有钢结构构件的连接方法和刚架现场安装方案等。特别是安装方案很重要，即使再好的结构设计，如果因为钢结构安装上的困难满足不了工期要求也是无意义的。所以设计者必须从设计阶段对施工现场的钢结构安装方案

加以考虑而选择合理的结构方案。

6-1-4 应该验证的内容

一旦建筑物的设计条件经过整理，结构形式的方针等被确定后，可以通过初步设计后进入施工图设计阶段。结构设计者从过去的经验和知识，或与类似的建筑物相比较假定结构构件的截面大小，为了确保能满足设计条件的构件截面，这里对设计过程和应该验证的内容进行介绍。

① 抗震性能

如第 2 章所阐述的那样，建筑基准法所规定的抗震性能中，对于所遭遇的中等地震（结构物在使用年限期间中数次遭遇的地震）是按照容许应力度设计法进行设计。而对于大地震（结构物在使用年限期间中仅遭遇 1 次可能的地震）时必须确保结构的必要承载力。即：建筑基准法中对大地震时规定为建筑物不倒塌，实现保护人命是最优先事项。但在 2000 年导入了性能设计的考虑方法，从对大地震时仅保证承载力的设计方法逐渐转换成在确保建筑物不发生过大变形的刚度和承载力的同时，还要确保建筑物在发生预测变形时，外装饰材料等非结构构件应具有变形追随性的设计手法。

② 抗风性能

因钢结构与钢筋混凝土结构相比建筑物重量较轻，所以有易受到风荷载影响的倾向。一般情况下，主体结构设计用的外力由地震作用决定；而屋顶上的女儿墙的顶梁、回马廊部分等建筑物外周部分的梁，特别是不与楼板连接的梁，在弱轴方向经常受风荷载作用，此时必须考虑加大梁宽或在梁的侧面设置补强板等措施。并且，由台风和冬季的北风的作用引起建筑物的振动，会使居住者产生类似晕船的感觉。建筑物是否容易受到风动的影响，依存于建筑物的形状。所以在结构初期方案阶段考虑其影响，必须根据需要设置支撑以保证建筑物的刚度，或者设置消能减震装置等相应措施。

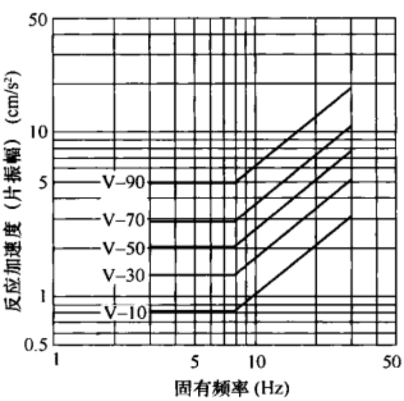


图-6.1.3 对竖直振动的性能评价标准（出处 1）

③ 对竖向振动的居住性能

由于办公楼建筑要求有大的办公空间，所以梁的跨度变大后，经常会发生人的行走和交通振动等引起梁在竖直方向的振动，使人发生感觉上的不愉快感（参照第 2 章 2-8）。作为验证方法是，设定人在行走时对梁产生的作用，并在此作用下产生的加速度（或者振幅）和梁的固有频率的关系，判断其振动是否在人体感觉范围内。一般办公楼建筑与住宅相比，对振动不会要求很高的性能，应注意在追求经济设计时根据梁的跨度设定梁截面高度时不能选择过小的截面高度。（图 6.1.3：V-10 是在评价位置的人群中有 10% 左右的人有振动感觉的等级）

④ 其他注意点

钢结构的构件与具有同等承载力的钢筋混凝土构件相比，其刚度很小为其所具有的特征。这是因为钢筋混凝土构件的截面是矩形实腹截面，而钢结构构件的截面由 H 型钢等开口截面

和类似钢管的中空截面所构成。所以同等承载力的构件的刚度降低，大部分情况在其构件受力时的挠度和变形将不容忽视。例如，在大跨度梁的设计时，经常出现能保证充分强度但挠度过大的现象。此时，必须采取对梁预先起拱等措施。另外在外墙中，与玻璃幕墙等重量相比，采用 PC 混凝土板（PC 板）时，由于梁的中心和 PC 板的连接位置的偏心而对梁引起扭矩作用时而发生钢梁的扭转变形。此时，应该采取必要的防止扭转变形的措施。

对钢结构构件不仅是停留在强度上，对挠度和变形也应该时刻不忘并且反映在设计中。

6-1-5 办公楼建筑的实例

【东京都内某办公大楼：照片-6.1.3】

主要用途：办公大楼

层数：地上 9 层

建筑物高度：40m

本建筑物是规划在东京都内的办公楼建筑。如图-6.1.4 的平面图所示，梁的跨度为 8m，是单跨结构，因为长宽比很容易受风荷载的影响，所以在建筑物两端侧筒体设置了具有控制风振机能的支撑型的黏弹性消能减震部件。此部件是将失稳约束支撑和黏弹性体复合起来，共同负担地震作用。X 方向设置了仅负担地震作用的失稳约束支撑（图-6.1.5）。



照片-6.1.3　建筑物全景图

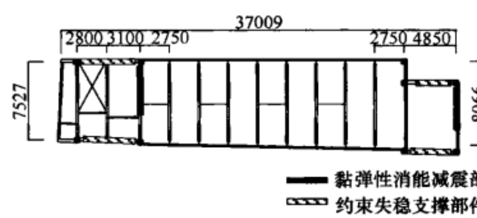


图-6.1.4　标准层平面图

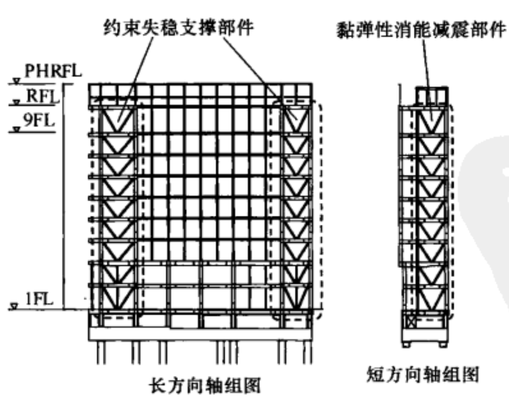


图-6.1.5　轴组图和消能减震部件的设置状况

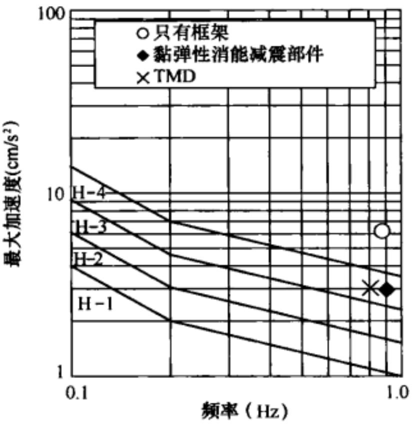


图-6.1.6 对风的居住性能的评价（出处 2 改变）

根据日本建筑学会《居住性能评价指南》（1991 年版）的反应评估法，梁跨度方向的居住性评估结果如图-6.1.6 所示，振动等级由 H-1 至 H-4 设定为 4 个等级。一般程度为Ⅱ级，要求较高的为Ⅰ级，而最低限度的为Ⅲ级。图-6.1.6 是仅为纯框架的场合，设置黏弹性消能减震器的场合以及设置了 TMD 场合后的比较图。在此图中我们可以看出，纯框架时其居住性能的评估结果在 H-4 的振动水平领域之外；而设置了黏弹性消能减震器或者 TMD 后其最大反应加速度约降低一半程度，居住性能等级进入 H-4 领域范围，评估等级为Ⅲ级，能确认在风荷载时的其居住性效果得到改善（表-6.1.1）。

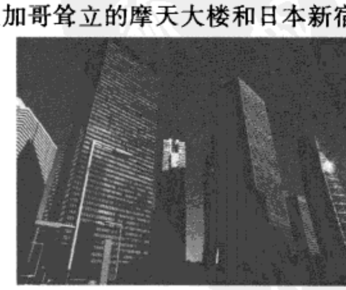
表-6.1.1 水平振动的居住性能评价（出处 2 改变）

建筑物用途 / 评价等级	事务所	居住
等级Ⅰ	H-2	H-1
等级Ⅱ	H-3	H-2
等级Ⅲ	H-4	H-3

6-2 超高层建筑

6-2-1 超高层建筑的特征

说起超高层建筑，我们马上就可以联想起美国纽约和芝加哥耸立的摩天大楼和日本新宿新都心的超高层建筑群（照片-6.2.1），以及横滨的陆标大楼 Landmark Tower。这些建筑物的高度都达到数百米之高，日本的建筑法将高度超过 60m 的建筑物称为超高层建筑，并与高度在 60m 以下的建筑物进行区分。当建筑物高度超过 60m，因为地震时的建筑物效应与中低层建筑物不同，所以在第 5 章所介绍的一般设计方法（容许应力计算法、保有水平承载力计算、极限承载力计算）已经不能适用了。



照片-6.2.1 新宿的超高层楼群

那么超高层建筑具有什么特征呢？原来如有充分的土

地，如果能确保总建筑面积向平面空间扩展，那就不需要建造超高层建筑了。超高层建筑是充分有效利用大都市被限定的土地，以最大限度确保建筑面积问题的一个答案。它比一般建筑物更具有经济合理性，在大都市里是必不可少的。因此建筑物的用途为各式各样，虽然很多为办公楼建筑，但是伴随着商店等商业设施和酒店住宿设施的复合性用途的情况也很多，其中也存在能起一个微型城市功能作用的建筑物。

作为建筑物形状的特征，其大部分是作为办公楼建筑被使用，就像办公楼建筑章节中所说明的特征。即：

① 排除无用空间，由整齐而规律的平面、剖面而构成。

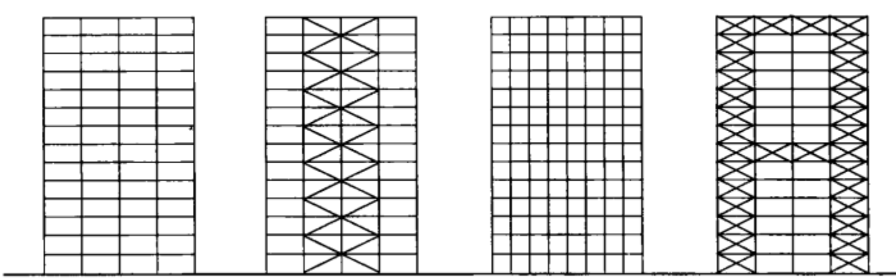
② 办公空间尽量不设柱子，采用大柱距。

③ 电梯、楼梯、厕所等，设备管道井等尽量集中设置在筒体部分。

因为一个平面形在高度方向被集积起来，所以在高度方向上人、物的动线，以及搬运手段特别重要。所以上述③的筒体的建筑方案的合理性尤为重要。并且从结构方案的角度考虑，筒体部分一般多由支撑等抗侧力要素和消能减震要素等设置而成。可以说其对建筑物的刚度和其平衡带来很大的影响，如何设置筒体是关系结构方案的良好与否的关键。

6-2-2　架构的种类

超高层建筑物的架构，根据其高度和建筑物形状会存在理想的结构形式。这里列举代表性超高层建筑物结构形式如图-6.2.1 所示。



(a)　(b)　(c)　(d)

图-6.2.1　超高层建筑物的框架形式

(a) 框架结构；(b) 中心核心筒+框架结构；(c) 框筒结构；(d) 巨型桁架结构

(1) 框架结构

超高层建筑物中高度相对较低一点的建筑物，可以采用框架结构形式。当采用框架结构时，筒体的设置往往偏在建筑物的单侧居多，此时因为重心和刚心容易偏离，必须注意刚度的平衡。

(2) 核心筒+框架结构

核心筒结构是将筒体设置在建筑物中心位置，核心筒周围为无柱空间实现了灵活布局的可能性。抗震性能上，在核心筒部分设置支撑、间柱等抗侧力要素和消能减震要素以确保刚度，并与外围的框架形成整体抵抗水平力的结构形式。

(3) 框筒结构

可以说，框筒结构是随着超高层建筑的发展而诞生的适用于超高层建筑的结构最有效体系。此种结构是在建筑物外周设置密集的柱构件并形成箱形平面形状，建筑物类似形成一根悬臂柱，能确保其水平刚度的结构形式。对水平力而言，因为建筑物的全宽度来实现抵抗，所以建筑物越是细长这种形式就越有利。并且为了构成框筒结构，作为构成框筒的面必须要持有充分的刚度。一般情况下，作为构成框筒的面，由梁柱组成的框架或者由支撑架构等形成。

有时将筒体也设置成框筒结构而形成双重框筒结构，也有在建筑面的平面内设置几个框筒，进而把数个框筒组合成束筒结构。全都是适用建筑高度在 50 层以上的超高层建筑物的结构形式。

(4) 巨型结构

超高层建筑物中的构件有必要具有很大的弯曲刚度，梁柱构件不是以单构件而是以数跨作为一桁架柱和通过复数层桁架梁等形成巨大的框架以满足所需要的刚度，称为巨型结构。超高层建筑物如前所述，因为在同一建筑物中有多种的用途存在，可以采用低层部分和高层部分不同柱距，或者在低层部分设置内部中庭空间等建筑方案。巨型结构往往也被使用在由桁架架构组成大型的框架来改变其上下部分的结构形式，能将建筑物的重量传递给外周架构。无论何种形式都是在宏观上把建筑物的荷载，明确各自由高层部分向低层部分的力的传递途径为其特征。

6-2-3 架构的选择标准

因为超高层建筑有必要考虑具有比一般建筑更高的结构安全性，所以在前节所述一般办公楼建筑所要求性能、预算目标、工期目标等选择标准外，还应着眼于以下①～④点进行结构方案比较和选择。

① 找出建筑物在设计上的决定性外力

建筑物的结构设计时，一般由地震作用来决定构件尺寸居多，但超高层建筑时，也存在由风荷载来决定的情况。这是因为建筑物越高，建筑物的固有周期变得越长，地震作用越小，而风荷载则是根据高度和受风压面积而增加。其次对于由地震所产生的建筑物的摇晃而言，一次振型最为卓越，产生同样的基底剪力的地震作用和风荷载作用时，后者（风荷载状况下）的倾覆弯矩有增大倾向。所以结构设计中应考虑作用在建筑物上的荷载分布形状和振型，在掌握关键性的应力分布的同时，有必要选择能与其外力效应在建筑物刚度和承载力上保持平衡的结构形式（图-6.2.2）。

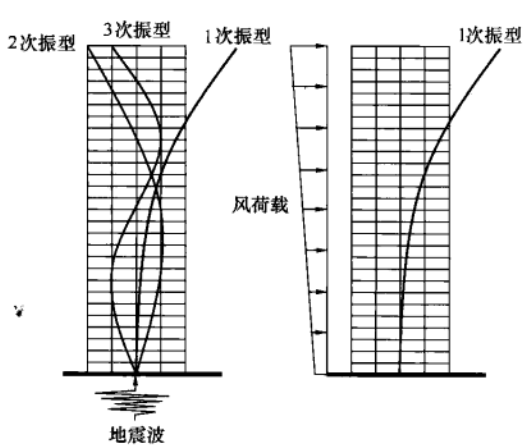


图-6.2.2　地震作用时的晃动和风荷载摇动的不同

② 将荷载、外力有效地传递给基础

这并不仅限于超高层建筑物，是无论什么样的建筑物都必须意识到的课题。因为作用在超高层建筑的构件的荷载与低层建筑相比，数量级相差很大，所以设计者必须明确其传力途径。特别要引起注意的是由竖向荷载引起的变形问题。作用在相邻柱构件的竖向荷载差异很大时，由竖向的弹性变形的不同和长期的蠕变变形发生较大的变形差。而连接两者的梁构件由于其变形差而发生应力，往往引起构件损坏以及外装饰材料的损坏。由地震和风荷载引起的水平荷载也一样，从建筑物的高层部分至基础部分，必须选择能将竖向荷载和水平荷载有效传递给基础的架构形式。

③ 作用在建筑物的振动能量的吸收方法

超高层建筑如像一般建筑那样仅靠梁端部的塑性铰来吸收地震能量，通常是满足不了建筑物在地震反应下的所设定的性能目标的。相反，假定梁端部塑性铰的吸收能量能满足要求，但超高层建筑在地震作用下所产生的梁端部损坏的补修并不容易。所以，在地震作用时，通过设置允许损坏来吸收能量的部件和油压消能减震器等，而使建筑的主体结构的梁、柱在地震作用时维持在弹性状态的架构形式的设计手法正成为现代超高层的结构设计主流手法。上述的能量吸收部件如何在地震作用下有效地负担地震作用，并设置在能吸收能量的最佳位置尤为重要。所以有必要实现能满足意图和目标的架构方案。

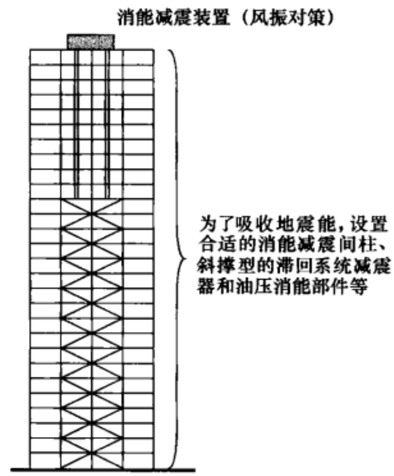


图-6.2.3　吸收能量的装置

图-6.2.3 所示为能量吸收装置的设计案例。作为地震作用下的能量吸收装置，采用了由钢材的滞回系统的消能减震器和油压消能减震器等以支撑形式和消能减震间柱形式。并且，建筑物所作用的外力不仅有地震作用，超高层建筑亦不能忽视风荷载影响。因此，作为改善风荷载时的居住性的目的，设置消能减震部件使建筑物起衰减作用，并在建筑物顶部设置质量减震等（TMD：Tuned Mass Damper）以控制风荷载作用下的共振现象为经常使用的设计手法。

④ 建筑物用途在中间层有变化的架构形式

建筑物的用途为复合形时，其上部层和下部层用途不一样，可以采用巨型结构来解决。图-6.2.4 所示为下部层为商业的用途，在下部商业层的上部建造了 2 幢塔楼建筑物的实例。塔楼中一幢为酒店栋，另一幢为办公楼栋，两者的机能和比例也不一样，各塔楼栋的振动性质也不一样。在中低层部分的顶部设置刚度很大的桁架梁来支承塔楼，并且控制塔楼的变形。

6-2-4　应该验证的内容

(1) 抗震设计

① 设计用输入地震波

超高层建筑的设计采用时程反应解析手法进行，其具体的方法按照第 5 章所阐述的内容实行。在设定设计用输入地震波时，采用告示平 12 建告第 1461 号所表示的适合加速度反应谱的

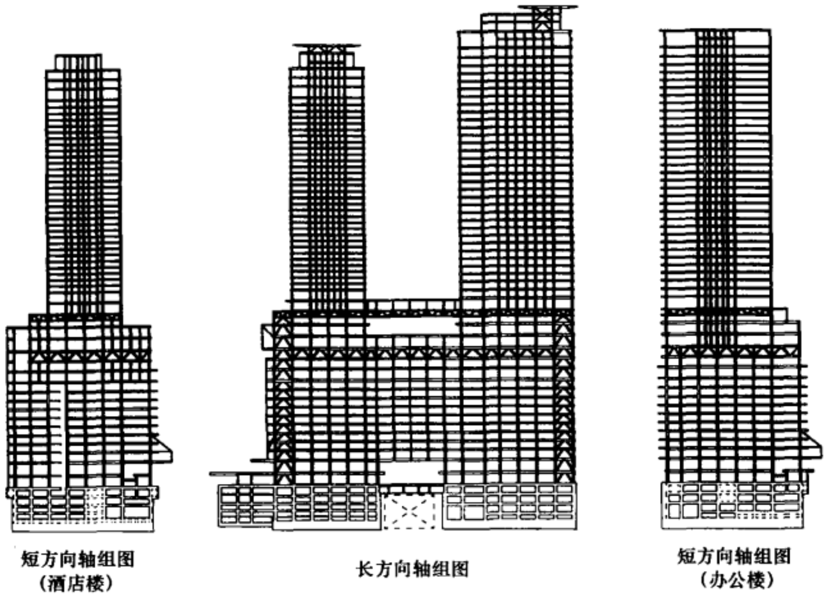


图-6.2.4　上下层的建筑用途有所不同的结构（出处 3）

地震波（告示波）和过去的观测地震波以外，必须根据拟建场地的周边条件和重要性做成拟建项目的模拟地震波（拟建场地波）。无论采用哪一种地震波，必须确认建筑物的固有周期和反应谱的关系，在考虑建筑物的反应值的同时，设定其最合适的固有周期。

② 时程反应解析建模

在进行时程反应解析时，设计者必须建立能确切再现建筑物的振动状况的解析模型。当建筑物形状较特殊时采用简单的模型来掌握建筑物的特性是可行的，但通常对建筑物简化后的模型要进行振动解析。图-6.2.5 所示各种建筑物，必须根据其建筑物的立面形状和平面形状来建模。

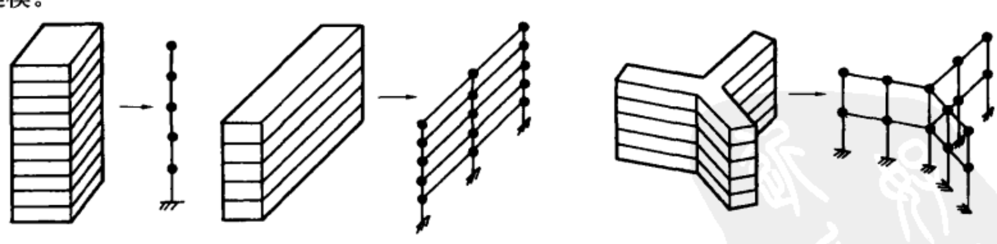


图-6.2.5　振动解析的例子（出处 3）

(a) 直列质点；(b) 并列质点；(c) 立体质点

超高层建筑物或长宽比较大的细长建筑物中，一般情况下因为越高层部分其弯曲变形越大，有必要采用能考虑弯曲变形影响的模型（图-6.2.6）。一旦建模有误，就不能正确掌握建筑物的反应，所以必须按建筑物的实际情况慎重建立建筑物的模型。

③ 建筑物的能量吸收

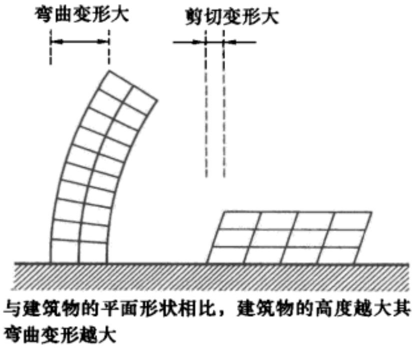
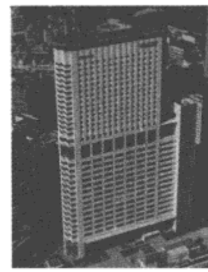


图-6.2.6　建筑物的弯曲变形（出处 3）



照片-6.2.2　建筑物概况

在前节中已阐述超高层建筑中经常设置吸收地震能量的消能减震器，所以设计者必须对消能减震器的性能十分有把握。必须确认结构构件的黏性衰减和反应衰减以及由消能减震器的衰减所消耗能量的比率等，并且验证 1 次地震后残生消能减震的最大塑性率和消能减震器所积蓄的累积损伤，以确保建筑物的地震吸收能力。

(2) 居住性能

超高层建筑不仅仅要重视梁在竖直方向的振动，也不能忽视风荷载作用时建筑物在水平方向的摇晃。夏季的台风和冬季的北风等，有时会有数小时以上的连续摇晃，会引起类似晕船的感觉。设计者应预测建筑物在风荷载作用下建筑物的摇晃，并根据需要设置消能减震装置，力图改善建筑物的居住性能。

以下为实施案例。

① 建筑物概要

用途：办公楼、商业店铺（低层部分）、酒店（高层部分）

规模：地上 36 层，地下 4 层，塔屋 1 层

建筑物高度：150.75m

a) 本建筑物是由低层部分的办公区域和商业店铺、高层部分的酒店区域所构成的综合性大楼。

b) 建筑物高度 150m，在高度约 90m 处以上有部分后退。其平面形状，低层部分呈现扁平的台形形状；高层部分呈现三角形形状。

c) 高层部分的长细比约为 6，呈细长形状。

② 采用消能减震装置的目的

a) 计算重现期为 1 年的风荷载作用下的加速度，按照《居住性能评价指南》评估结果，能判断知道 H-3 等级不能满足要求，一部分也不能满

最大加速度期待值（重现期为1年）　　单位：cm/s²

	刚心	北端	南端
X方向	3.5	3.9	3.5
Y方向	4.4	4.9	6.7

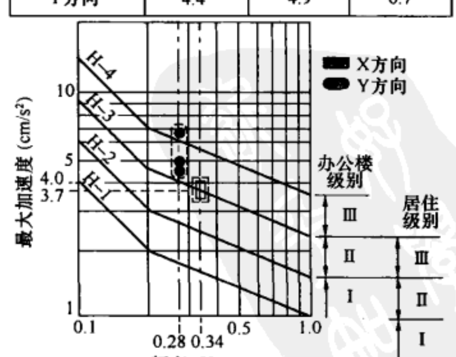


图-6.2.7　风荷载时的居住性能（无消能减震）

足 H-4 等级（图-6.2.7）。考虑高层部分的建筑物因为是酒店，以改善风荷载作用下的居住性能为目的，采用了主动消能减震装置进行控制。

b) 消能减震装置概要

装置类别：混合质量消能装置（主动控制）

可动部质量：30×10^{3}（kg）

固有周期：3.58（s）

最大制动力：25（kN）

行程：1000mm

在本建筑中有平移和扭转连接振动性状，所以在建筑物的顶层的南侧和北侧各设置了一台共计两台消能减震装置。消能减震装置采用了齿轮振子和线性发动机的主动控制型的消能减震装置（照片-6.2.3），对于 500 年重现期的暴风以及烈度 3 以内的地震，其质量消能减震器在行程有效范围以内可以控制，能达到消能减震效果。

c) 消能减震装置的控制效果

对于重现期从 1 年（风速 23.15m/s）至 500 年（风速 52.90m/s）间的风外力，35 层南侧的反应加速度对非消能减震的比率如图-6.2.8 所示。对于一年重现期的风荷载而言，其加速度与非消能减震时期相比约降低了 50%的程度。进而，对 500 年期的风外力而言，加速度能降低约 80%程度。由称为可变测量仪控制的控制法开发后适用在本消能装置中。通常的控制中，因为控制的强度一定（称为固定控制），风速增大与装置的振幅成比例增大。在本例中，风速在 32m/s 附近时到达装置的振幅极幅的 1000mm。超过上述的风速在 42m/s 时达到极限振幅，超过以上风速值时有必要停止控制而固定装置。

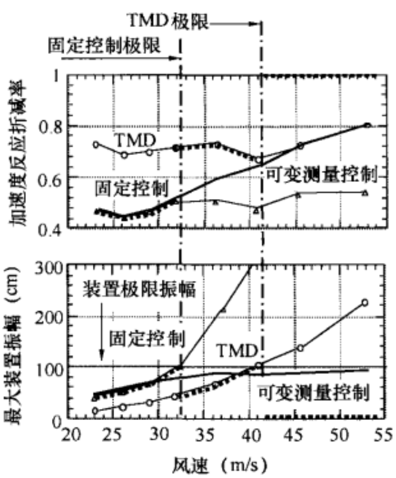
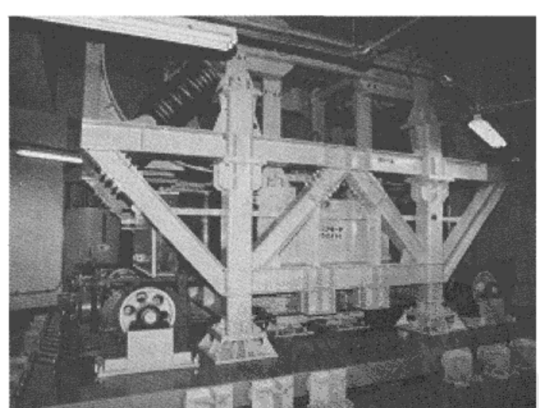


图-6.2.8　对风荷载的反应折减效果



照片-6.2.3　主动质量消能减震部件

从固定控制单纯转换成 TMD 时的性能在图-6.2.8 中用粗点线表示。风速在 42m/s 以上和可认为与非控制振动结果一样。另一方面，在可变测量控制中，可以随着装置的运动每时每刻进行最合适的控制，可以达到 500 年重现期风速时装置不停，发挥有效的控制效果。

(3) 构件设计

因为超高层建筑物比一般建筑物在数量级上重量变大，特别是支承竖向荷载的构件有必要进行保持充分的结构安全性的设计，并在设计者的判断下将地震作用下的柱轴力控制在定值以下，有时亦采用增大设计应力等措施来应对。

此外，也要考虑由地震作用时的上下震动的影响等预料之外的振动性状所发生的应力等，希望在构件设计中持有充分承载力的余量。

6-2-5　超高层办公大楼建筑的实例

(1) 结构概要

主要用途：车站设施、办公设施、酒店、百货店、娱乐设施、停车场

层　　数：办公大楼塔　高度 241.5m，地上 51 层，地下 4 层

酒店大楼塔　高度 226m，地上 53 层，地下 4 层

停车场栋　地上 18 层，地下 3 层

本建筑如照片-6.2.4 所示，由建筑物的中间层往上独自建造了 2 幢塔楼。2 幢塔楼的形状和规模各不相同。因为各幢塔楼在地震时的振动存在差异，在支承塔楼的中低层部分的架构方案设计时，需要注意中低层部分相互之间以及塔楼部分的力的合理传递。具体是，在中低层的顶部设置了强度、刚度很大的桁架梁支承 2 幢塔楼，在平面上形成一体的同时，桁架梁与建筑物外围的连层支撑一体形成水平和扭转刚度很大的架构。塔楼的外围和核心筒部分，设置了由抗震间柱形成框架筒体结构，以控制塔楼自身的变形的同时，确保其扭转刚度。并且，高层部分的抗震间柱和中低层部分最上层的桁架梁（巨型梁），是使用以 14 层结构集合成 1 个巨型桁架梁来支承上部塔楼，并确保高层部分和低层部分的水平刚度的连续性。并且因为建筑物中央部分的基础下部有地下铁道贯通，此部分不能设置基础，所以在中低层连接部分的最下层抽柱以形成跨度约 33m 的刚架空腹式桁架结构对应。图-6.2.9 所示其结构概要。



照片-6.2.4　建筑物概况

本建筑物为了改善居住性能，在 2 幢塔楼的上部各自设置了消能减震装置。

(2) 选择结构方案时的注意点

根据上述的结构特征，特别注意以下几点进行结构方案设计。

① 确认由于连接所引起的影响

为了掌握 2 个不同振动性状的塔楼在下部连接结构的长边、短边方向的振动特性的差异，以及根据塔楼自身的影响，采用了如图-6.2.10 所示的模型进行了比较研讨。其结果，判明了由于通过 2 幢塔楼的连接后长边方向的弯曲变形被抑制，固有周期变短，短边方向成为单独模

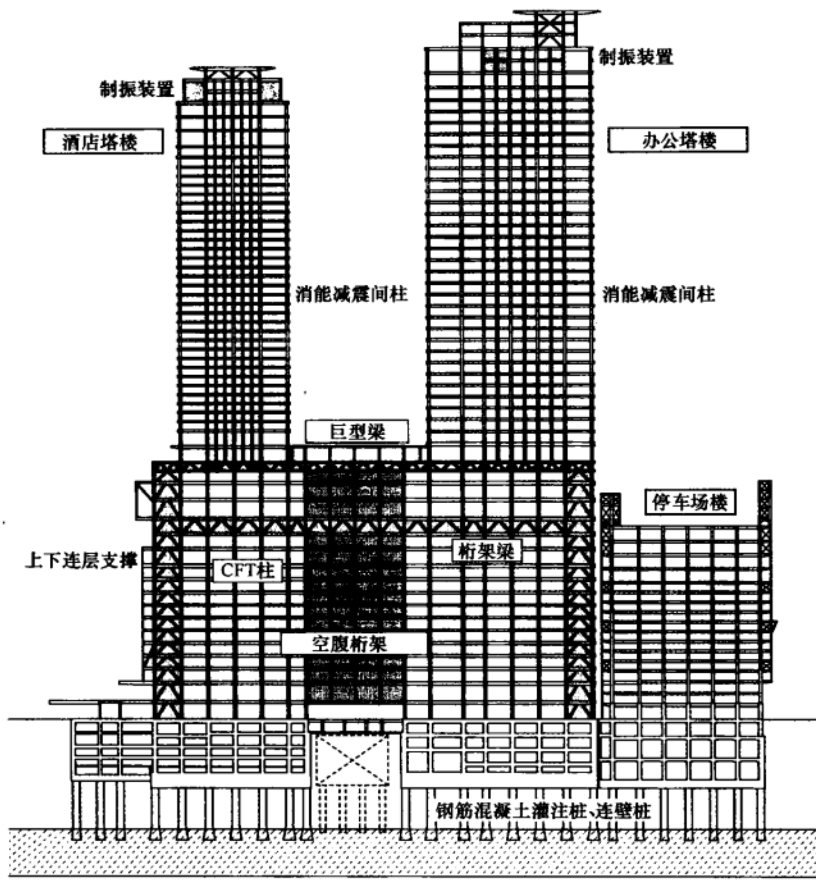


图-6.2.9 结构概要

型具有处于2幢塔楼的中间的固有周期。进而如图-6.2.10连结模型2所示在两幢塔楼的连接部顶部的刚度提高后，判明了塔楼的变形被抑制。所以，实际的建筑物中在中低层顶部设置了刚度很大的巨型梁。

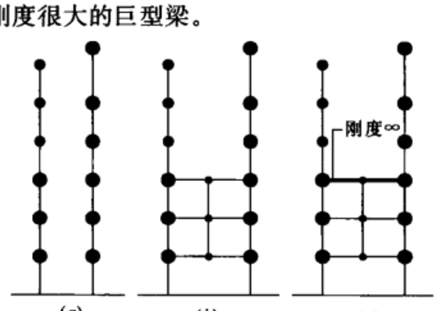


图-6.2.10 解析模型

(a) 单独模型；(b) 连结模型1；(c) 连结模型2

② 平面刚度的平衡确认

为了掌握由于2个塔楼的质量差而引起的扭转特性，对各幢塔楼以下的刚度分布的影响进行了验算。其结果，按中低层部分的刚度以各自塔楼的重量比进行分配，连接部分的应力转移很小，扭转变形也很小。所以，按照两幢塔楼的重量比对中低层部分的刚度分配实施了方案设计。

③ 竖直方向的平衡研讨

关于塔楼和中低层部分的竖直方向的刚度分配问题，通过分析已经判明，提高中低层刚度比全层

采用同一刚度会减小反应剪切力。所以在中低层部分设置了巨型大梁和桁架，与连层支撑相连接提高其整体刚度，并在塔楼部分也设置了抗震间柱，保持其必要刚度。

④ 刚性空腹桁架的讨论

因为刚性空腹桁架架构的大跨度梁端的长期竖向荷载很大，地震作用下容易发生早期塑性化，塑性化后由反复循环荷载会发生应力的累积和移动。与承载力相比，在长期荷载比率较大的情况下，因为地震荷载作用下架构会累积塑性应变而引起竖向位移增大，容易导致结构不稳定。所以将刚性空腹桁架的承载力提高，在发生塑性铰后由反复循环荷载作用下让应力再分配，以形成稳定的架构。

⑤ 居住性能的改善

酒店塔楼和办公楼如不设置消能减震装置时，对 1 年重现期的风荷载作用下的居住性能超出 H-3 等级，所以设置了消能减震装置以改善在强风时的居住性。图-6.2.11 所示图表反映了消能减震装置的有无时居住性能的差异。一目了然，由于设置了消能减震装置，居住性能提高至 H-1 等级了。

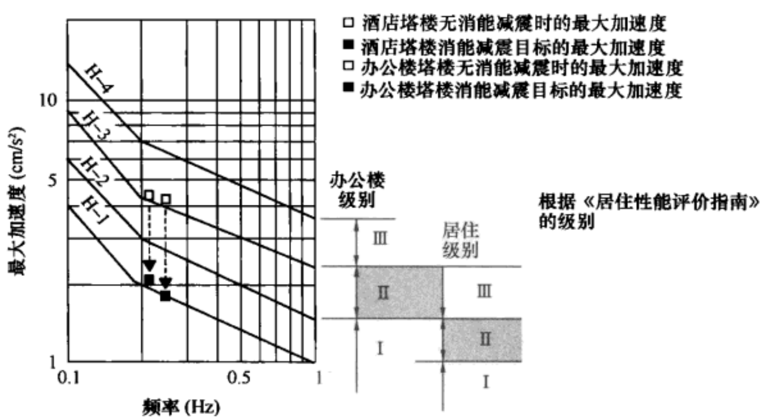


图-6.2.11　风荷载作用下的居住性能

6-3 仓库、工厂以及商场建筑

6-3-1 仓库

(1) 仓库所要求的机能和空间

仓库中，有个人和公司的仓库，有向复数承租人出租的对外出租的共用仓库等用途。同时还有保管商品为目的的仓库，有改装、分类功能为中心的各种仓库。最近，由日本国内和国外的房地产投资公司作为不动产的证券化的对象建设了很多对外出租共用型仓库。

建筑物的规格从单层至六、七层各式各样。对外出租共用型仓库的场合，以设置通向各层立交通道的仓库为多。在进行物流仓库的结构方案时，作为业主的需要条件和影响因素，主要是功能、造价和工期。整体结构上的主要条件有以下几点。

① 楼板活荷载

一般为 10kN/m² ～20kN/m²，如无特殊指定一般出租仓库大部分为 15kN/m² (5tf/坪)。并且，有无叉车等重型车辆移动也为重要条件。

称呼楼板荷载为 15kN/m² 数值时，一般是指楼板设计用的活荷载而言，并且已经考虑了集中移动荷载。梁、柱和基础的设计用荷载，根据构件的负担范围作为平均活荷载，采用比楼板活荷载要小的数值。进而，地震作用时的活荷载，作为楼板单位的大小范围的平均活荷载，采用更低的数值。以上所述的楼板活荷载的设定，原则上是根据实际情况选用，如无特别指定和一般出租仓库的场合，楼板活荷载取 1.0 时，梁、柱、小梁和基础按下表所示的比例进行适应降低设定为多。

表-6.3.1 一般仓库的设计用楼板活荷载的比例设定

楼板用	小梁用	柱・大梁用	地震用
1.0	0.8～1.0	0.6～0.8	0.4～0.5

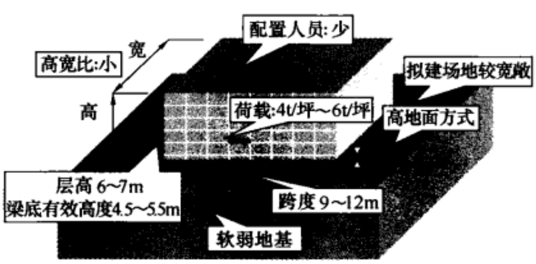


图-6.3.1 仓库的设计条件

② 跨度

9～12m 左右居多。开口部分的跨度一般由卡车的停车台数来决定。10m 以上的跨度采用 RC 结构很不经济，一般多采用钢结构或者柱 SRC、梁 S 结构。因为跨度大，小梁和楼板组成的设置方法的选定非常重要。一般的情况，考虑 X、Y 两方向的大梁尽量承受均等的竖向荷载，所以采用井字小梁方式居多。

③ 层高

5～8m 左右。为了对应侧开门货车，梁底应确保 5.5m 的条件居多。层高因为较高，应确保水平方向的刚度，有必要采用抑制地震作用下的层间位移的方案。

④ 抗震要素

利用外墙以及防火分隔墙来设置支撑是可能的。由于卡车进货台的设置和内部空间的关系，特别是对 1 层的支撑对称布置，制约条件较多 (图-6.3.2)。

⑤ 地面标高

有采用 1 层地面标高为 GL＋1000mm 左右的高床形式，也有采用 1 层地面标高和 GL 同标高的低床形式，1 层地面形式和基础形式的选择也是一个重要部分。高床形式的情况，1 层地面施工时，根据地面采用下部回填土或者采用架空地板而设置模板 (或者压型钢板)，造价和工期差异很大。当按回填土作为模板时，1 层地面采用地坪方式或结构楼板方式，会产生很大差异。低床形式的场合，1 层地面有采用地坪或者结构楼板的选择。无论采用哪种形式，都特别会对基础形式带来很大影响，必须进行详细研究讨论。

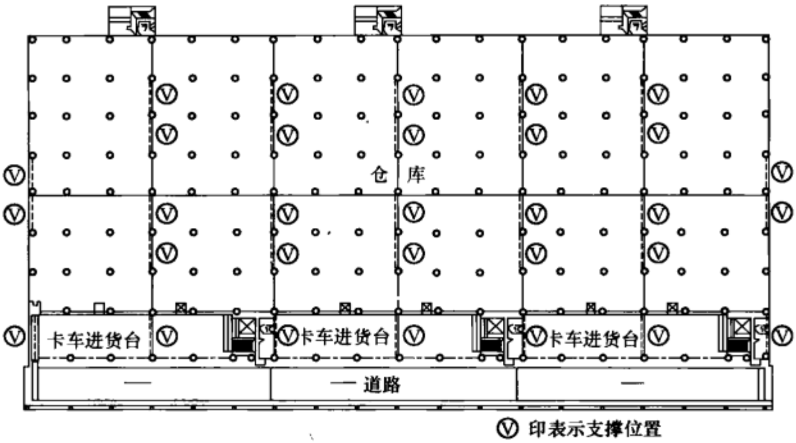


图-6.3.2　支撑的配置例

⑥ 造价

物流仓库建筑的场合，一般建筑造价中的 40%～60%为结构主体和基础工程费用。所以对于经济造价的物流仓库，选择最优化的结构形式尤为重要。上述的诸条件和拟建场地条件，区域性的建筑材料单价，对材料运输的交通限制等，牵涉到各式各样的因素。所以必须根据具体条件选择最优化方案。

⑦ 工期

在选择结构形式时，工期也是重要因素。5～6 层的大跨度物流仓库，作为条件之一的工期，一般为 12～13 个月左右。工期优先的情况，经常采用钢结构和 Pca（预制施工方法）等工业化施工方法，而造价优先的情况下则经常采用钢筋混凝土和带支撑钢结构形式。

(2) 架构形式的选择

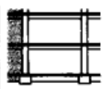
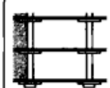
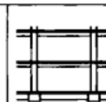
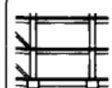
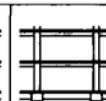
作为适用物流仓库的主要结构形式，可以根据要求、功能性、造价、工期与相关联诸条件和各结构特性按表-6.3.2 进行选择。结构柱网在 10m 以上或者工期很短时，一般都采用钢结构形式为多。与钢筋混凝土结构相比钢结构现场安装工期较短，但钢结构轧制钢材的预订，工厂加工以及焊接组装等包括在内也需要一定时间。关于钢结构/混合结构的结构形式，作以下概述。

① 刚架/支撑结构

梁和柱都采用钢结构构件。在 1 层平面上，卡车进货站在建筑物的前面或者在侧面设置等场合，一般情况下支撑要均匀布置则限制较多。对于层高较大的物流仓库，与 RC 结构相比，钢结构的刚度较小，采用支撑结构特别有效。当采用支撑结构时，3 层左右的中低层物流仓库的构件应力较小，柱采用轧制 H 型钢是可能的，造价和钢材采购上是有利的。并且，支撑方向的大梁构件仅承受竖向荷载所以能将梁高抑制在最小限度。

另一方面，纯框架结构能确保空间的灵活布置，因为其构成方式最简单，在安装、施工上是最有利的工法。为确保两个方向的刚度和承载力，柱构件使用 BOX 截面，而大梁则有必要采用截面较大的 H 型钢。纯框架与带有支撑的框架结构相比钢结构用量较大，在造价上不利。柱脚部分为了防止叉车和重型车辆的碰撞进行保护，一般都采用钢筋混凝土外包式柱脚形式。

表-6.3.2 选择最适合的结构形式例子

结构种类		RC系列			S系列				混合
结构形式		框架		无梁楼盖	纯S结构		柱SRC、梁S		柱RC、梁S
架构									
抗侧力要求		带剪力墙	纯框架	带剪力墙	带支撑	纯框架	带支撑	纯框架	带剪力墙
跨度	8～10m	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	10～11m	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	○
	11～12m	△	△	△	○	○	○	○	○
	12～15m	×	×	×	○	△	○	△	△
功能	空间灵活性	○	◎	○	○	◎	○	◎	○
	确保有效高度	○	△	◎	○	△	○	△	○
造价		△	○	○	○	△	○	△	○
工期（施工性）		△	○	△	◎	◎	○	○	△

② 梁S·柱SRC结构（SRC为钢骨钢筋混凝土结构）

在大跨度和短工期的情况下，采用纯钢结构形式相当有利。但4层以上的物流仓库等，最下层柱子的轴力相当大，方形截面柱的负担也变大，导致造价会上升。因此，为了支撑较大的轴力采用SRC柱以确保其必需的刚度，而梁则维持S形式是很合理的。并且，柱内的劲性钢结构可以采用H型钢，而不使用BOX截面。

抗震要素能采用RC剪力墙，虽然在造价上有优势，但往往因为工期以及兼顾其他墙构件而较多采用钢支撑。支撑结构的特征为变形小但能集中负担水平力，所以要充分考虑应力均衡和梁柱连接节点域的细节处理。与此同时，在地震作用下的应力和必要的保有水平承载力也必须乘以增大系数进行验算。当在层数达到6层以上时，梁S柱SRC结构的造价与纯钢框架结构几乎相同。但因为梁采用钢结构形式所以在工期上不会比纯钢结构逊色，且柱子是SRC结构不需要防火涂料，有很大的优点

③ 梁S·柱RC结构

采用钢大梁和RC柱，是更合理的工法。与梁S·柱SRC结构相比，可省去柱内的钢结构构件，所以在造价上相当有利。类似物流仓库的大跨度、大荷载条件下，大梁本身的截面高度变大，并且与其相呼应的梁柱连接节点域部分也有必要比SRC柱形式时更大。在工期上，当优先确保钢结构安装时，也有在RC柱内设置很细的钢结构构件的方法（图-6.3.3）。

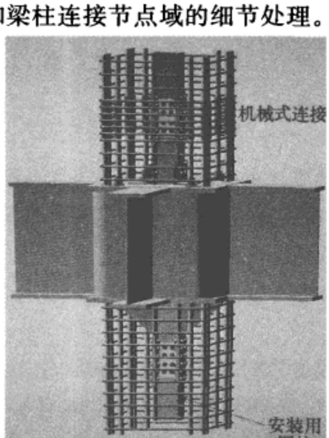


图-6.3.3 柱RC·梁S的连接部分

(3) 楼板·小梁设计上的注意点

楼板活荷载和跨度、层高较大的仓库建筑，其楼板和小梁如何满足既经济又安全，既满足必要功能，又达到性能目标是设计上的重要课题。在楼板、小梁的设计上要注意如下几点。

① 楼板的设计

在设计楼板的厚度和配筋时，必须要考虑在楼板上行走的叉车和重型车辆的轮压。必要的楼板厚度，往往不是根据均布荷载而是根据局部的集中轮压来决定的。当楼板活荷载很大时，因为对裂纹以及防火上的担忧，一般不采用合成压型钢板，都采用纯粹为模板形式的平板式压型钢板。从缩短工期的角度上考虑，也有采用预先在压型钢板上组合成钢筋桁架式模板的方法。

② 小梁的设计

在小梁设计时，一般情况下小梁的挠度控制在 L/300 以下。当楼板上有装卸搬运物品等专用机械和移动货架等有特殊要求时亦应考虑机器使用时的集中荷载作用下的挠度应在 L/1000 以内。此时，不仅要考虑小梁单体的挠度变形，大梁的挠度变形也必须考虑和验算。大梁和小梁的竖向刚度有差异时，梁的中央部分大梁和小梁的挠度差变大，成为发生裂纹的原因，进而影响楼板的功能。此时，应在楼板布网的中央设置两端为刚接的小梁，在此基础上再设置垂直方向的二次小梁，这样能减小大梁和小梁的挠度差，在钢结构重量和经济上非常有利。当梁和楼板的连接评价为合成梁来进行设计时，会呈现造价上的有利点。但必须考虑混凝土在浇捣和硬化后的蠕变性质进行梁的刚度评价并且结合施工时的模板支承方案，对挠度变形进行充分的验算。

③ 采用没有小梁的半 PCa 楼板结构

图-6.3.4 所示，为了缩短工期和降低造价的目的，在大梁和大梁之间铺设半 PCa 楼板，不设小梁的楼板结构案例。半 PCa 板上浇筑现浇混凝土形成一体混凝土楼板。因没有小梁而呈现造价上和工期上的有利点。

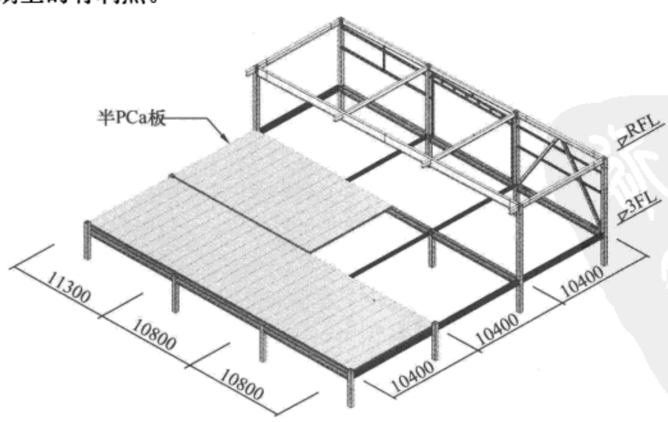


图-6.3.4　半 PCa 楼板

6-3-2 工厂建筑

(1) 要求工厂的机能和空间

工厂是各式各样的工种、产业的物质、产品的生产场所，其机能和使用方法也千变万化。规模和楼板荷载，结构形式等，根据各工厂的要求性能而不同，一般因为以下理由很多工厂采用钢结构。

① 作为生产场所必大空间而需要大柱距。

② 容易应对生产线的变更或者将来厂房的扩建和改建。

③ 与机器平台和后安装机器设备等的连接比较容易。

④ 工期较短。

工厂大部分是单层和两层左右的低层建筑。如图-6.3.5 所示为单层厂房，由于需要对应机械设备的灵活布置所以采用大跨度柱距，屋面采用彩钢板等轻质材料，坡屋面由桁架或钢梁来支承。此种结构称为典型的单层钢框架结构。半导体零件工厂和机械工厂要求 30m～40m 的柱距，车辆制造工厂需要 20m～25m，制药工厂为 10m～12m，食品工厂为 10m 左右，跨度是根据其工厂的功能需求而不同。工厂的高度也在 6m 至 15m 各有不同。

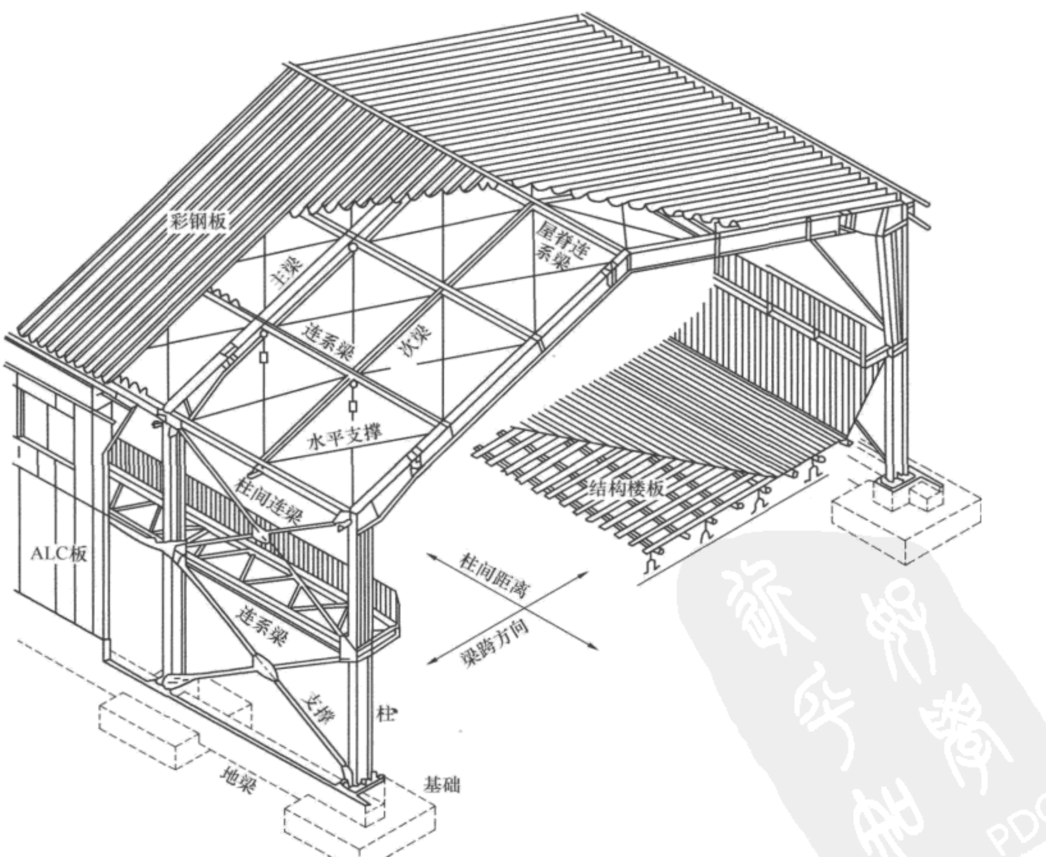


图-6.3.5 山形刚架结构的例子

制药工厂的场合，在高度方向形成复杂的生产线的情况较多，特别是 3 层以上的工厂。楼板的活载一般为 5kN/m² 左右。在共享空间等部分设置自动运输用吊车，形成建筑物结构和生产线一体化的立体空间。

车辆制造厂有冲压工厂、车体工厂、喷涂工厂等，根据各自的生产制造功能（明确要求各自所需空间。厂房空间上部设置屋顶吊车和吊运机械，必须充分考虑吊车荷载。同时也有必要设置对屋面桁架结构进行检修、维修用的马廊、过道等。

半导体零件工厂的场合，因为生产最高端的超微型半导体芯片，所以要求严密的功能。为了确保非常高的空气洁净度的空间，将生产区域与辅助区域进行层分隔，由 2 层来构成 1 个生产单元。使用具有高性能过滤作用的吊顶促使空气循环，实现具有高性能清洁度的生产车间。因生产需要设置能在超微型的集成线路上打印的精密机器，所以在设置这些精密机器部分的楼板时，结构部分就要求具有非常严格的防微振动要求。图-6.3.6 是多层钢结构的半导体工厂案例。为了实现中间无柱的大空间，作为钢结构桁架梁是利用辅助区域空间形成刚度很高的巨型桁架梁，并且在两侧的机械室的合适位置设置了支撑以提高整个建筑物的刚度。同时采用了对楼板小梁防微振动有利的 PC 小梁等，实现了利用 RC 结构的长处来控制微振动的钢结构。

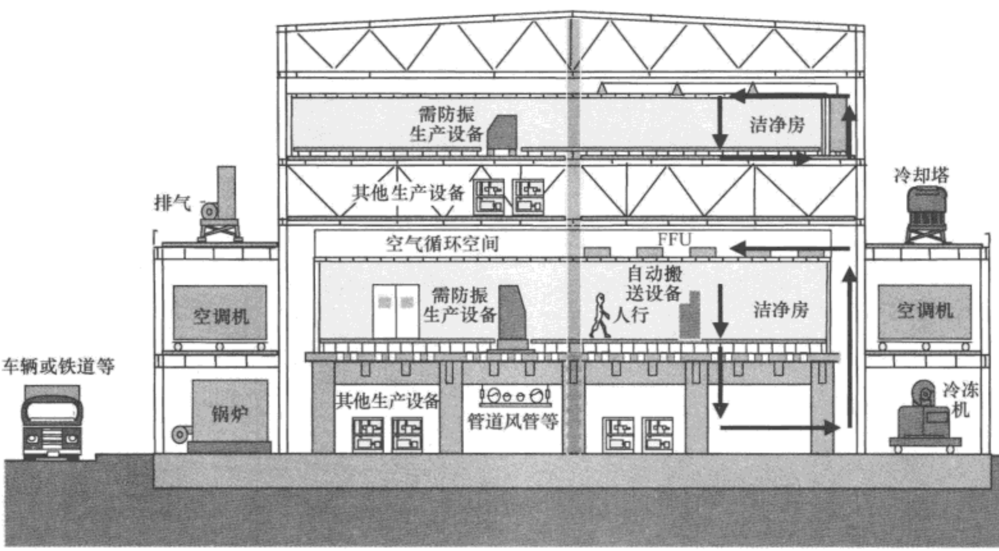


图-6.3.6　精密半导体（设计）工厂

(2) 促使能实现功能要求的架构形式

大多数工厂是单层或两层左右的典型钢框架结构。为了降低造价，实现空间功能，必须探讨支撑设置的可能性。从内部空间的使用方法和生产线的变更，以及将来扩建、改建时的空间灵活布置要求，一般对柱间支撑的设置有较多的限制，所以都利用外墙处设置柱间支撑。但是外墙面上也有设备管道和进风出风百叶窗等开孔，加上将来扩建等对柱间支撑设置有一定的限制。所以，业主和建筑、设备专业设计者之间，必须进行充分的协调。单层和两层厂房的情况下，柱间支撑往往采用槽钢和角钢、钢条、圆钢等截面构件，仅考虑张拉抵抗作用形式居多。

柱脚作为固接形式以抑制框架结构在水平力作用下的变形，并且兼用于为了防止叉车和重型车辆的冲击设置的保护，经常采用混凝土外包脚形式。作为混凝土外包脚固接柱脚时，混凝土包脚的高度必须确保在柱截面高度的 3 倍以上，并且有充分的宽度。有重量很大的机械设备以及振动发生的工厂，一般机械设置区域采用对防止机械微振动有利的 RC 结构为多。例如，造纸工厂和垃圾处理厂等，根据需要，一层柱以及二层楼板、梁采用钢筋混凝土结构，两层以上采用中间无柱的大空间结构形式居多。

(3) 吊车

对于生产重型产品的工厂，需要设置吊车。有重型吊车的建筑物，吊车的跨度和起吊重量支配建筑物的主要构件的截面大小。因吊车荷载是不特定位置的移动荷载，并且是伴随振动、冲击的反复荷载，所以在结构设计时，除一般建筑以外必须考虑以下各项内容。关于吊车的设计，是根据《JIS B8821：吊车钢结构部分的计算基准》、《JIS B8831：关于吊车荷载以及荷载的组合设计原则》进行设计。

① 吊车荷载

吊车如图-6.3.7 所示，在两侧的吊车行走轨道上架设起吊车桁架梁，梁上设置横向轨道供小车横向移动。吊车的荷载由上述部分的自重和起吊物的重量合计为竖向荷载以外，应考虑吊车移动、操作时伴随的冲击力，吊车重量在地震时产生的水平制动力等。

图-6.3.8 所示为高速移动吊车的荷载规格、吊车跨度（吊车轨道间的距离）和最大轮压的关系图。吊车两端的鞍座下部的轨道以下的吊车梁一般属于建筑工程范围内容，所以应根据吊车厂家提供最大轮压进行设计。这里吊车的荷载规格是指起吊荷载的质量而言，习惯上使用质量单位 t 来表示。

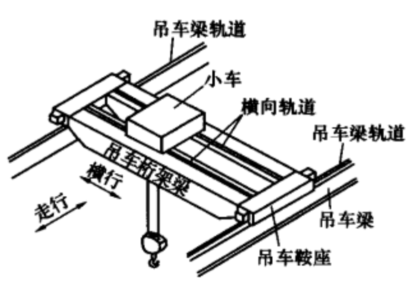


图-6.3.7 吊车的概况

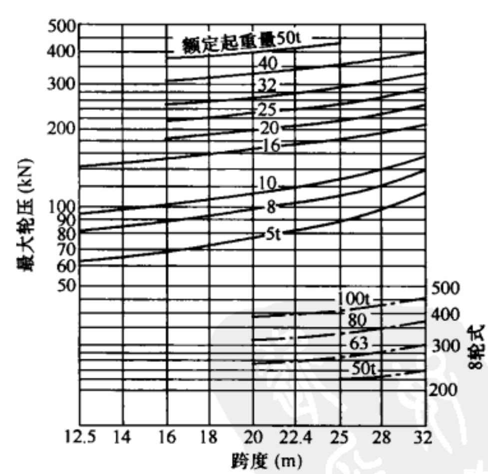


图-6.3.8 吊车梁（出处 4 改变）

伴随吊车的移动而产生的水平制动力以及加速度冲击力等，与移动轨道平行方向的水平荷载，按（0.15×最大轮压）来考虑。在移动车轮的翼缘侧压等伴随移动轨道的直角方向的水平荷载按（0.10×最大轮压）来考虑。车轮荷载为连续移动荷载，计算吊车梁时应按最不利位置

状态来考虑（图-6.3.9）。

② 吊车支承架构方案

为了实现吊车支承架构的经济方案，有必要慎重考察和选择吊车梁的最合适跨度。吊车梁的跨度一般与建筑物的柱距相同。如果仅考虑吊车梁，柱距越小即吊车梁跨度越小就越能抑制吊车荷重所产生的应力和挠度，非常有利。另一方面，在设计上移动吊车的位置因不特定固定，在吊车移动范围中应找出对所有柱、基础最不利的荷载组合状态进行设计。从此角度考虑，柱距越大，基础的数量越少越有利。特别是重量级的吊车情况下，有必要对包括基础在内的支承架构方案进行详细的分析和研讨（图-6.3.10）。

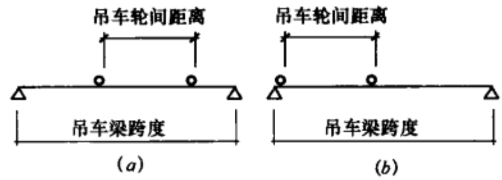


图-6.3.9　吊车梁的移动荷载

(*a*) 最大弯曲、挠度的位置；(*b*) 最大剪力的位置

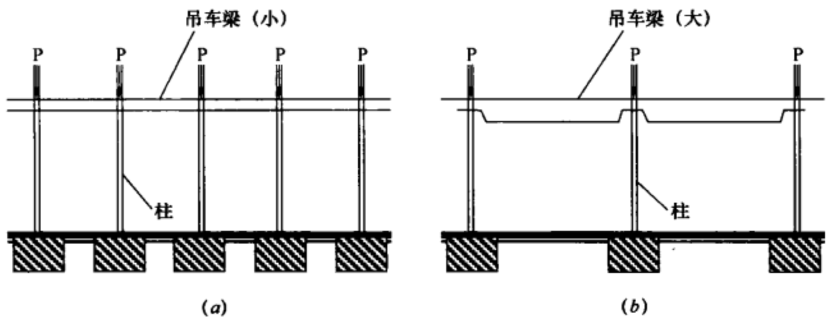


图-6.3.10　吊车梁支承架构的方案

(*a*) 跨度小的场合；(*b*) 跨度大的场合

支承吊车架构在承载力和强度方面，有必要采用对反复荷载和振动作用下具有较高刚度的计算结果。特别是吊车梁的竖直方向的容许挠度值，一般取跨度的 1/1000 以下。当跨度非常大时，要注意挠度的绝对值。并且，为了抑制吊车在行走时建筑的振动，有必要在吊车梁水平方向设置水平制动桁架提高刚度。由于吊车荷重使梁端部产生转动，在与邻跨吊车梁的固定螺栓上产生反复的张拉作用力，这成为发生疲劳损坏的原因。所以，有必要采用弹簧垫圈允许其转动等，并且注意其固定方法。除此之外，受拉侧的翼缘板处直接焊接加劲肋时，因为在反复张拉力作用下容易发生疲劳损坏，所以有必要在下方翼缘板与平面外侧向加劲肋之间设置间隙。支承吊车架构是承受反复循环应力作用的构件，要进行疲劳设计。有关疲劳设计参照 2-7 节内容。

(4) 隔震工厂

隔震建筑物，迄今为止主要普及在以住宅大楼、办公大楼、公共设施为中心的建筑物中。近年来，大地震后的企业生产持续性的保持已引起社会关注，企业为了降低地震风险已开始认识到隔震结构的优点，也已出现了采用隔震结构的工厂和仓库等生产、物流设施的实施案例。

6-3-3 购物中心

(1) 购物中心所要求的功能和空间

购物中心具有购物功能、饮食功能、服务功能、娱乐功能等，由很多的专卖店来构成。因为以驾车来客为主，所以建筑物的低层部分用作店铺，上层用作停车场的案例较多。为满足商品的摆设布置和店铺的灵活性而要求宽敞的大空间，并且工程工期也短，所以很多都采用钢结构。

购物中心楼板活荷载按照建筑基准法施行令第 85 条一般设定为 2.9kN/m^2，也有根据使用物品状况和实际情况提高调整至 5kN/m^2 左右。跨度有从经济跨度 8m 至 15m 左右各式各样，最近对大跨度的要求越来越多，同时也考虑停车场的有效使用效果来决定跨度。

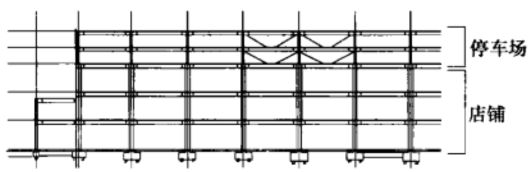


图-6.3.11 购物中心的例子

一般购物中心将 1～2 层设置为商业店铺和饮食店铺，3～4 层以及屋顶设置为停车场。店铺层的层高为 4～7m，停车场的层高为 4m 左右。图-6.3.11 所示案例为商业店铺层采用纯框架结构，停车场层采用支撑结构，是实现了降低造价的合理方案。

(2) 架构形式的选择

选择购物中心的结构形式时，如何以低造价实现既安全又满足机能是设计上的重要课题。

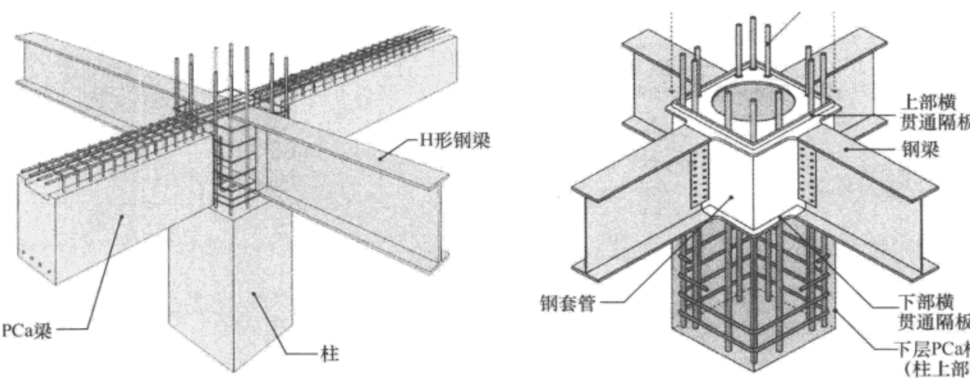
① 钢框架/支撑结构

购物中心的一般结构形式为钢框架带支撑结构形式。此种结构能适用短工期、低造价的条件。为使用方便和满足灵活布置要求，内部空间的支撑设置制约较多，一般支撑都设置在外墙面。但外墙面也有建筑设计上的外观性和出入口，进排风百叶窗等限制条件，有必要与业主和建筑设计、设备设计者进行充分的协调。4 层左右的购物中心，在建筑平面上可以设置支撑的位置是极其有限的，为了减少支撑的个数，所以不采用槽钢和角钢截面的受拉支撑，而较多采用 H 型钢和钢管的 K 型的受压/受拉支撑。因为地震时的支撑反力会通过柱脚的张拉力分散，构面内上下层的支撑位置是否错位设置可以通过试验研讨决定。当采用钢框架＋支撑结构时，柱能采取 H 型钢截面，在造价和钢结构订货上很有利。同时，支撑构面的大梁截面因仅承受竖向荷载的作用，梁截面高度也能控制在最低程度。

采用纯钢框架结构时，因为层高较高，有必要采用箱形柱截面。此时柱脚为固定以提高框架的刚度。

② 混合结构

柱构件采用承受轴压强度高的 RC 结构，梁采用适合大跨度的钢结构，以实现合理化的工法。图-6.3.12 表示为混合结构的种类。(*a*) 是贯通梁式的 RC 柱，S 大梁的混合结构，是在造价上有优势的工法。此工法时，梁柱连接节点域的承压应力度往往决定柱构件的最终截面尺寸，因为上述原因，最终柱子截面经常会大于柱构件本身的必要截面。为改善上述缺点，开发



(*a*)　　(*b*)

图-6.3.12　混合结构

(*a*) 柱 RC・梁钢结构；(*b*) 钢套管结构

了图中（*b*）的采用横隔板和节点域外套钢管的形式。由于梁柱连接节点域用钢管外包，所以柱截面尺寸可根据需要减小。并且，当柱为 RC 结构时，RC 柱的混凝土在浇筑以后未达到设计强度时钢结构梁不能安装。因此有在 RC 柱内设置钢结构安装用的型钢柱，以实现与钢结构同等工期的工法。

6-4　大空间结构

大多数大空间结构是形态抵抗形（立体抵抗形）的结构，根据形状的决定以及能成立其形状的结构系统进行设计。迄今为止的大空间建筑，大部分采用几何学的曲面（球、圆筒、HP 壳等）和力学性曲面（等张力曲面、反吊曲面等）。最近随着计算机技术的进步，也经常采用优化理论和传统算法的形态创生而得到的自由曲面。结构系统由 RC 薄壳、空气膜等连续体结构至钢结构、使用张拉材的空间组合结构（离散性结构）有很大的选择性，最终实现能满足性能的目标系统的设计。

图-6.4.1 所示为大空间结构的分类图。本节是对图中由点线方框中称为“空间框架”的大空间结构的特征以及关于设计进行说明。特别是对一般大楼建筑不太考虑的结构特征进行阐述。

6-4-1　失稳现象

空间框架作为架构全体具有如连续薄壳的性质和状态的同时，个别构件又具有离散性特征。其失稳现象，除受集中荷载作用下少数的节点向面外方向移动的局部失稳之外，还有如图-6.4.2 所示类似连续薄壳的失稳模式的全体屈曲（*a*）和某些构件节点间发生屈曲失稳的个别

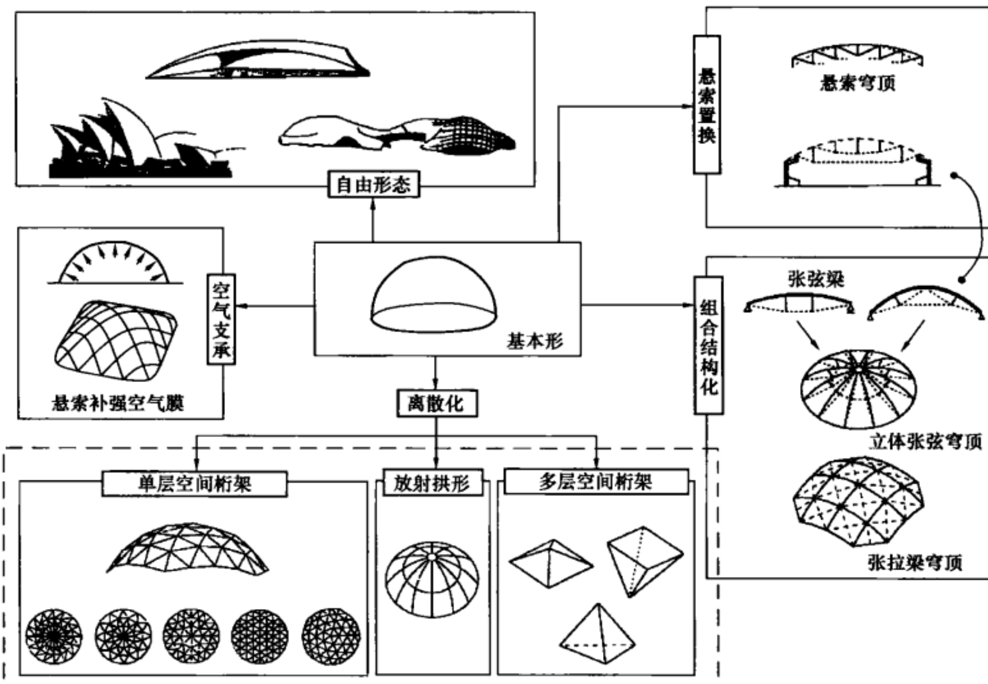
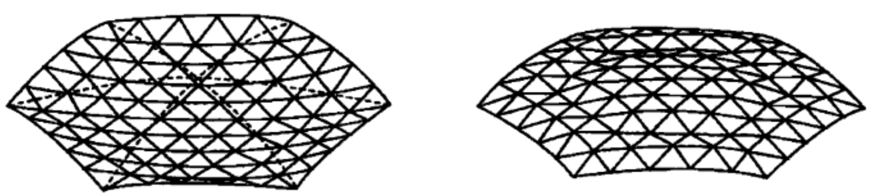


图-6.4.1 大跨度空间结构的分类（出处 5）



(*a*) (*b*)

图-6.4.2 空间结构的屈曲现象

(*a*) 全面反向（大波形）屈曲；(*b*) 个别构件曲折屈曲

构件失稳（*b*）现象。全面反向的全体屈曲，在扁平的单层框架中容易发生。并且，构件的配置如果不是三角形网格状时，作为薄壳结构的面内刚度会变小，在积雪等偏心荷载作用下容易发生局部屈曲失稳。而多层框架因为有充分的面外刚度，所以在全体屈曲失稳之前可能出现个别构件的屈曲失稳现象为多。

失稳现象的验证可以通过线性失稳解析和非线性增量解析来进行。也有必要考虑形状和施工等初期偏位偏心和荷载偏心的影响等。

6-4-2 地震时的作用荷载

1995 年兵库县南部地震（阪神大地震）中大空间建筑的很多损害是在屋顶上设置的机器

和吊顶的崩落。其原因是屋顶的上下竖直方向的加速度被激励起来。一般，拱、穹顶形状的屋顶，在水平方向的地震作用下，同时会发生上下方向的加速度（图-6.4.3）。当跨度较大时，地震输入发生相位差，有时亦呈现复杂的反应加速度分布。在严密的验证中，有必要使用把屋顶构件划为单独的评价模型，在水平方向和竖直方向同时输入地震作用按时程解析法等进行解析。近年，由于隔震和消能减震技术已经成熟，适用于大空间结构的案例也很多见。

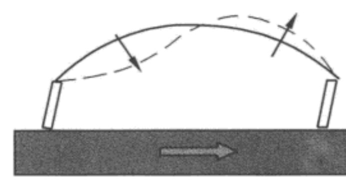
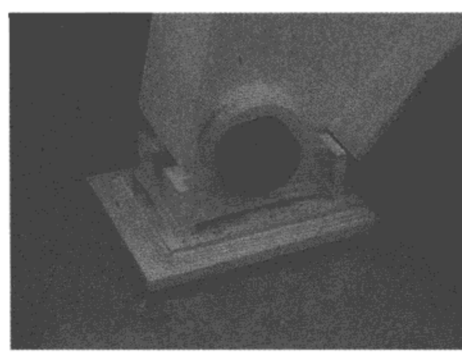


图-6.4.3　受水平荷载作用时屋顶加速度分布例

6-4-3　连接部

为了能发挥结构系统的功能，在立体三维中复杂连接构件的连接部和支承部分的连接部，是保证有效传递应力的最重要部位。构件与覆土的连接部，有采用铸钢和球状连接方式简化的案例（照片-6.4.1）。与支承部分的连接，采用铰接来释放由温度荷载而产生的变形案例如照片-6.4.2 所示。复杂的连接部分，有时用 FEM 解析方法等验证其应力的传递。


照片-6.4.1　半球形节点


照片-6.4.2　铰接支承

6-4-4　施工安装的研讨

越是大跨度空间，施工安装时的变形和应力对完成时的结构性能越有大的影响，所以工法的选择尤为重要。为了验证安装过程中的结构构件的变形和应力状态，事先应进行模拟安装解析是不可缺少的（图-6.4.4）。在模拟安装解析中求得的施工过程中的变形量，作为安装工程时的管理值（图-6.4.5）。采用张拉构件等结构形式时，张力的导入和管理方法最为重要。亦可从结构安装完成状态开始，按张拉构件的安装顺序的逆向顺序进行解析。

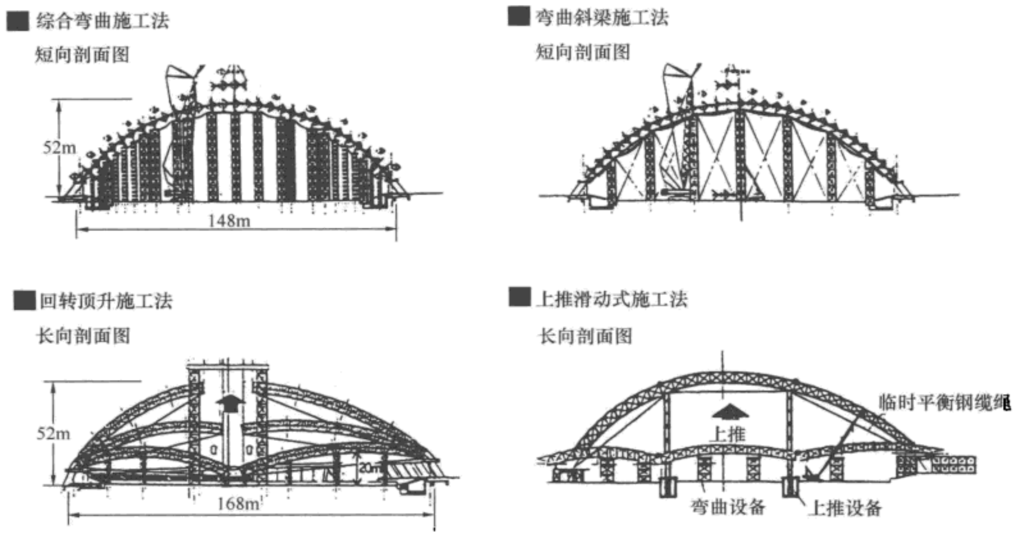


图-6.4.4 大空间建筑结构方法的种类（出处 5）

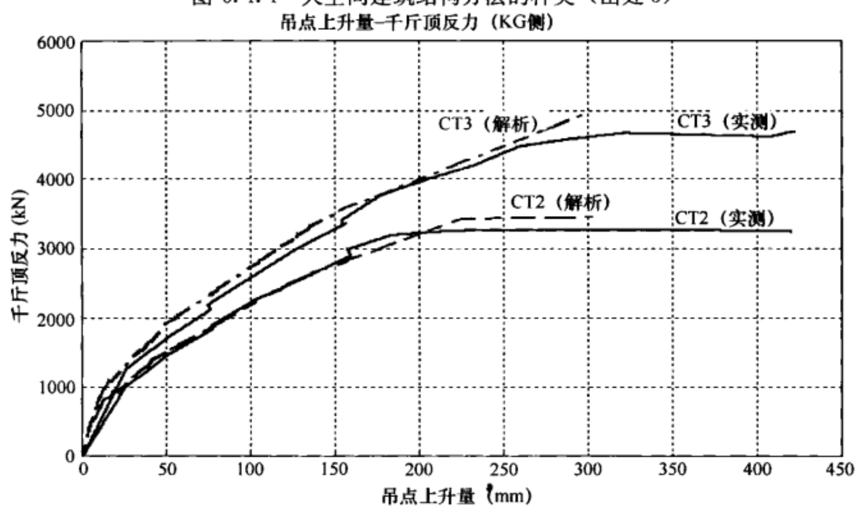


图-6.4.5 解析结果和实测值

6-5 轻型钢结构

6-5-1 张力・网格・穹顶

张力・网格・穹顶是以规整的格子（网格）在曲面中以张力钢管在对角线上进行补刚的架

构。仅为格子曲面的结构具有不稳定性，通过钢索材起到支撑作用，来实现结构的稳定性（图-6.5.1）。进而，对钢索材导入张力，提高面内刚度，有促进对偏心积雪荷载和风荷载的抵抗力提高的作用。此种结构与玻璃・屋面等格调相结合，能够创造出洋溢轻快的且有很强透明感的空间。

作为张力・网格・穹顶的代表作有汉堡历史博物馆等建筑（照片-6.5.1）。

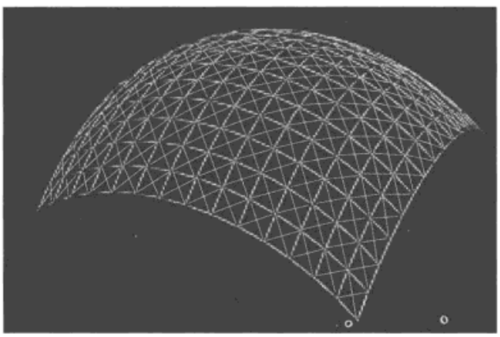


图-6.5.1　张力网格穹顶概念图



照片-6.5.1　汉堡历史博物馆（出处 7）

6-5-2　索网结构

将编成格子状的索网以柱子支承，并在周围施加张力而形成的结构称为索网结构。这也是膜结构的一种。结构概念非常简单，但因为是几何学的非线性结构体，很难形成稳定的形状。过去，F・奥托先生的轻型结构研究所曾通过模拟试验来找出合适的形状。此种架构形式，逐渐演变成现在的张力膜结构。

索网结构的代表作有慕尼黑奥林匹克体育场（设计：F・奥托）。此种结构的屋顶材料，考虑可视性而采用丙烯树脂玻璃。其结果，建成了透明度很高的建筑物（照片-6.5.2）。



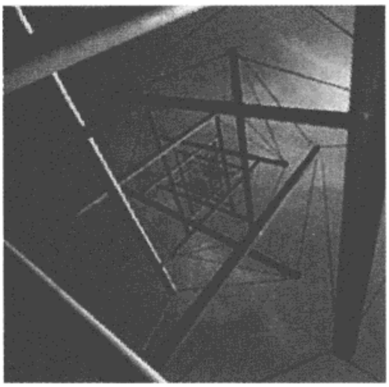
照片-6.5.2　慕尼黑奥林匹克体育场

6-5-3　拉压组合结构

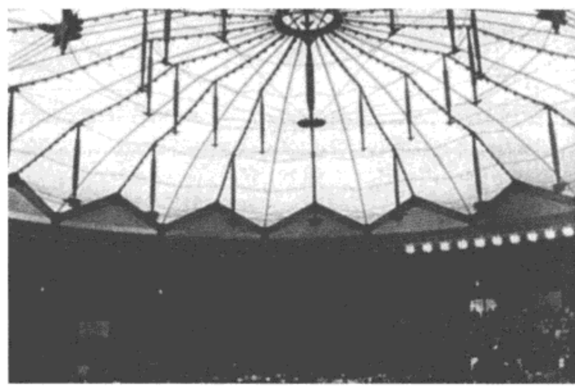
由拉伸和压缩构件组成的结构。其特征是拉伸构件是连续的，而压缩构件是不连续的（照

片-6.5.3)。此种结构是由雕刻家肯内思·斯内尔森提出，建筑家巴克明斯特·富勒命名的。类似儿童的玩具一样，有不可思议的魅力。另一方面，此种结构体很难直接应用在建筑物中，大部分使用于艺术和纪念碑上。其理由是，由于压缩构件不连续存在，所以承受不了过大的压缩力。

作为拉压组合结构的其他形态，有张力·压杆·穹顶。其代表案例是天城穹顶（建筑：桥本文隆，结构：齐藤公男）(照片-6.5.4)。此结构在圆周上的索环导入张力，向上支承放射性贴在钢索桁架上压缩构件（束材），创造了仿佛压缩构件（束材）浮在空中的不可思议的感觉。



照片-6.5.3　拉压组合模型（出处 7）



照片-6.5.4　天城穹顶（出处 7）

6-6　新型钢结构

6-6-1　框筒组合柱结构

对于一根密实的柱子，通过复数的细柱形成束柱来代替一根柱子作用的结构。也是适用超高层大楼结构形式之一的框筒结构中柱的形式，亦称为由钢管柱衍生的桁架柱结构。其特征对有透视性的建筑设计相当适合并且在筒内的空间也能有效利用。但是，钢结构制作上难度较大，绵密细节的设计尤为重要。

框筒组合柱结构的代表作是仙台媒体中心（建筑：伊东丰雄，结构：佐佐木睦朗），通过案例（图-6.6.1，照片-6.6.1）进行说明。此建筑是由建筑家伊东丰雄从类似海草一样晃晃悠悠的柱子支承很薄的楼板的构思开始的。为了实现此构思，结构工程师佐佐木睦朗采用了大小13根框筒组合柱和夹层钢板具体实现了无梁楼盖结构方案。

此种结构形式的困难点在于如何设定结构体的破坏形式。框筒组合柱本身的刚度很大，不同于通常的柱构件那样在桩顶、柱脚很难形成塑性铰。仙台媒体中心的案例，因为不存在梁，所以钢楼板也很难形成塑性铰。即等于形成了韧性很小的结构体。因为此种结构在地震作用下

所吸收地震作用有变大的倾向，所以地上的结构体部分要求有较高的承载力。为了解决此问题，本案例通过将地下 1 层的柱幅的刚度变缓，采用了诱发梁发生屈服以此来吸收地震能量的抗震方案。

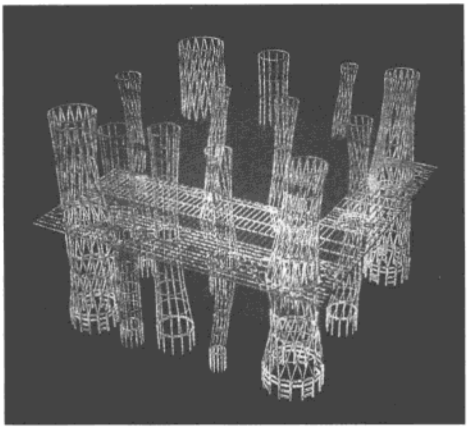
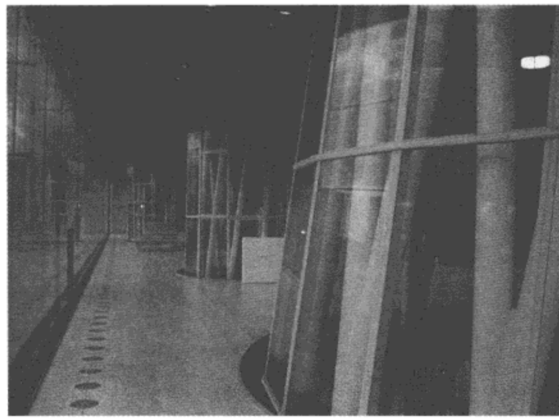


图-6.6.1　钢管束筒结构（出处 8）



照片-6.6.1　仙台媒体中心

6-6-2　钢板结构

钢板结构是把数毫米厚的钢板作为结构体的结构。充分发挥出钢板的高承载力，能够创造出薄形建筑。此种结构具有能确保建筑物内部最大空间的优点。钢板结构在设计上最大的课题就是如何克服钢板的屈曲问题，施工上的最大的课题就是如何克服焊接变形。一般情况下，钢板形成 L 形柱以及 T 形柱时钢板全体可以防止屈曲发生，但因在现场组合焊接钢板，焊接的变形就成问题了。例如结构设计上必要板厚为 9mm 的场合，但为了减小焊接变形有时采用 16mm 钢板。当采用 9mm 钢板时，钢板的焊接部分有必要采用坡口焊透型焊缝形式；而当采用 16mm 钢板时，焊缝也可能有采用部分焊透型焊缝。因而就能降低焊接变形。

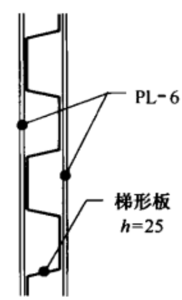


图-6.6.2　钢板的夹芯结构

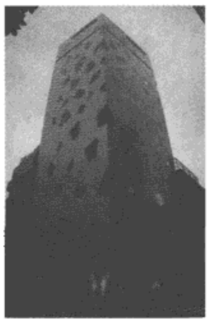
经常能见到有如图-6.6.2 所示在拱形钢板两侧贴上 6mm 钢板的三合一钢板结构，用在抗震墙结构中。此种结构体，因为内侧的波形钢板起到约束两侧 6mm 钢板失稳作用。钢板三合一结构的大型板的外围采用与波形板一样厚的 25mm 的角钢，此角钢与钢板焊接时作为后垫板进行焊接。

6-6-3　钢板混凝土结构

在两片钢板之间浇筑混凝土结构体。可以考虑成是将前述的约束外侧钢板的内侧波形钢板置换成混凝土即可。但与钢板三合一结构不同，因为结构体的厚度能加厚，所以也可适用于高层建筑。钢板混凝土的代表作是 MIKIMOTO 银座 2（设计：伊东丰雄，结构：佐佐木睦朗，大成建设一级建筑士事务所：照片-6.6.2），以此案例进行说明。

MIKIMOTO 银座 2 的钢板混凝土结构墙体，是在 6mm～12mm 的两枚钢板之间浇筑

200mm厚的混凝土。墙壁总厚为215mm～224mm。两枚钢板由锚栓钉连接在一起。此种200mm厚的钢板混凝土结构墙围建在建筑物的四周，形成高度为48m的结构体（图-6.6.3）。这里的钢板混凝土结构墙既是墙又是柱。建筑物内部不设柱，建筑物空间得到充分利用。混凝土作为失稳约束材料，因为能发挥钢板的最大限度的承载力，即无论在轴向力、弯曲和剪切力哪方面都具有高承载力。其结果，呈现了建筑设计上对开口的设定自由度向上的优点。



照片-6.6.2 MIKIMOTO银座2

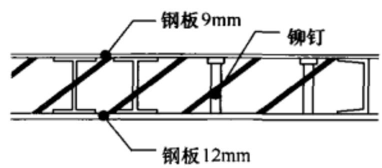


图-6.6.3 钢板混凝土结构

并且，钢板三合一结构为纯钢结构，作为承受竖向荷载的主要构件使用时必须要有防火覆盖层。当采用钢板混凝土结构墙时，利用混凝土的热容量，能作为无需防火覆盖层的结构是其最大的优点。

出处

1 （社）日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説，2004

2 （社）日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説，1991

3 大成建設建築構造わかる会 編著：第一線の設計者が語る耐震設計，（財）日本規格協会，1996

4 （財）日本規格協会：JIS B 8801 天井クレーン，2003

5 竹中工務店/監修：ドームの計画，建築技術 No.574 1997年12月，（株）建築技術

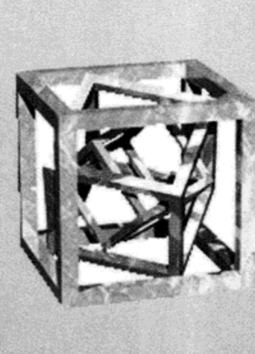
6 竹内徹，小河利行他：応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集 No.579，pp.71-78，2004

7 斎藤公男：空間 構造 物語～ストラクチュラル・デザインのゆくえ～，（株）彰国社，2003

8 佐々木睦朗：住まい学大系086 構造設計の詩法，住まいの図書館出版局，1997

附录 1

结构用钢材



A1-1 指定建筑材料

作为保证建筑物的安全性上最重要的结构主要构件所使用的建筑材料，必须是通过建筑基准法第 37 条的规定所指定的建筑材料。同时，这些建筑材料也必须符合日本工业规格(JIS)或者日本农林规格(JAS)，并且是性能稳定的工业产品。指定建筑材料在告示平 12 建告第 1446 号第 1 条款，改正告示平 19 国交告第 619 号中指定，但因为其规格经常修改，故必须要符合最新版的规定。结构用钢材中，指定建筑钢结构用的代表性材料如表-A1. 1. 1 所示。

表-A1. 1. 1　钢结构使用的主要结构用钢材(指定建筑材料)

记　号	名　　称
JIS G 3136	建筑结构用轧制钢材 SN400A，B，C，SN490B，C
JIS G 3101	普通结构用轧制钢材 SS400，SS490，SS540
JIS G 3106	焊接结构用轧制钢材 SM400A，B，C，SM490A，B，C
JIS G 3114	焊接结构用耐候性热轧钢材 SMA400A，B，C，SMA490A，B，C
JIS G 3475	建筑结构用碳素钢管 STKN400W，B，STKN490B
JIS G 3444	普通结构用碳素钢管 STK400，STK490
JIS G 3466	普通结构用方形钢管 STKR400，STKR490
JIS G 3138	建筑结构用轧制钢筋 SNR400A，B，SNR490B
JIS G 3350	普通结构用轻量型钢 SSC400
JIS G 3353	普通结构用焊接轻量 H 型钢 SWH400

采用指定建筑材料以外或新开发的材料，或进口材料等情况时，必须根据建筑基准法第 37 条第 2 项的规定(告示 平 12 建告第 1446 号第 2，改正告示 平 19 国交告第 619 号的附表第 2 以及第 3，规定其具体的要求性能)取得认定。因此，上述材料为确保其用途所要求的性能必须要有试验数据。进而，作为有上述性能的工业产品和证明，并在有稳定的供应生产体制数据的基础上，必须取得材料性能的评估。

A1-2 容许应力度以及材料强度的基准强度 F

建筑基准法制定的结构计算中，一次设计对损坏极限使用容许应力度进行计算。这里，假定结构物为弹性体，通过弹性应力解析所得到的构件应力(M：弯矩，Q：剪力，N：轴力)，除以截面面积和截面系数等求得应力度 σ_i(i 为张拉、压缩、弯曲、剪切等公称应力度的种类)，并根据应力度的种类与其对应的容许应力度进行比较，并确认其保持在容许应力度以下。

$$\sigma_i \leqslant f_i \tag{A1.2.1}$$

这里，根据应力度的种类，构件等达到损坏极限时的公称应力度 $\sigma_{i,cr}$作为容许应力度的基准强度 F 的函数来表示

$$\sigma_{i,cr} = g_i(\sigma_y, \sigma_u, \cdots) \text{或者} \sigma_{i,cr} = g_i(F, \cdots) \tag{A1.2.2}$$

考虑安全率 ν_i 后决定容许应力度 f_i。

$$f_i = \frac{\sigma_{i,cr}}{\upsilon_i} \tag{A1.2.3}$$

这里，对损坏极限而言，决定应力度 $\sigma_{i,cr}$ 以及安全率 ν_i 不仅在弹性范围内，也考虑在非弹性范围内的影响。因此，不仅是材料的基准强度 F 值的屈服强度 σ_y，也有必要考虑张拉强度 σ_u 的大小。指定建筑材料的 F 值在告示 平 12 建告第 2464 号第一、第三，改正告示平 19 国交告第 623 号中有明确规定，其代表材料以表-A1.2.1 所表示。在二次设计中保有水平承载力的计算时必须计算构件的全塑性弯矩等，此时的材料强度的基准值 F 也同样使用表-A1.2.1 的数值。并且，表-A1.1.1 所表示的结构用钢材的材料强度的基准强度，可以采用表-A1.2.1 所表示的 F 值的 1.1 倍以下的数值。这是因为由应变硬化会引起全塑性弯矩增大。此时的屈服强度，一般都考虑取下屈服点。

连接部的保有水平承载力的计算时，必要的材料破坏强度 F_u 一般按材料规格取其张拉强度 σ_u 的下限值，此值也表示在表-A1.2.1 中。再者，安全率 ν_i 对通常的拉伸、压缩、剪切取 1.5。作为特殊的容许应力度如屈曲失稳，横向失稳等也有规定(告示 平 13 国交告第 1024 号，改正告示 平 19 国交告第 625 号)。

表-A1.2.1 结构用钢材的基准强度(指定建筑材料)

结构类别	建筑结构用		普通结构用			焊接结构用		
记号的类别	SN400 SNR400 STKN400	SN490 SNR490 STKN490	SS400 STK400 STKR400 SSC400 SWH400	SS490	SS540	SM400	SM490 SM490Y STKR490 STK490	SM520

续表

结构类别		建筑结构用		普通结构用			焊接结构用		
F	厚度 40mm 以下	235	325	235	275	375	235	325	355
	厚度＞40mm ＜100mm	215	295	215	255	—	215	295	335，超过 75mm 为 325
F_u		400	490	400	490	540	400	490	520

F：容许应力及材料强度的基准强度(N/mm^2)、F_u：对应破坏强度的基准强度(N/mm^2)

A1-3　建筑结构用钢材(SN 材)

A1-3-1　钢材的强度级别

规定作为建筑用钢结构材料有 SN 材(JIS G3136 建筑结构用轧制钢材)。其张拉强度 σ_u 的强度级别种类，根据建筑专业使用现状考虑有与迄今为止所使用的 SS400 材和 SN490 材相对应的张拉强度 400N/mm^2 级(SN400 材)和 490N/mm^2(SN490 材)两种。

A1-3-2　由钢材种类进行特性区分

考虑建筑物中钢材的使用部位，将 SN400 材的种类分为 A、B、C 三种，将 SN490 材的种类分为 B、C 两种。

(1) SN 材的 A 种一般设计使用在小梁、桁架梁或者次结构等弹性设计范围内的构件中。原则上是用在不焊接的构件用途上的钢材种类。考虑过去的使用业绩，仅制定了 400N/mm^2 的级别。

(2) SN 材的 B 种是能确保塑性变形能力和焊接性，在抗震结构上为主要用途的钢材种类。并可根据协议由超声波探伤试验来保证其内部质量。因为建筑物很多属于高次超静定结构，所以在地震作用下形成具有充分的塑性延性能力和黏性抵抗能力的结构，是抗震设计的基本思想。并且，在框架结构中应力发生最大状态处的梁柱连接节点域部分等进行大量焊接连接，确保此部分的健全性尤为重要。因此 SN 材的 B 种应满足：

① 屈服强度 σ_y 的上下限规定在幅度 120N/mm^2 内。由此，SN400 和 SN490 材料出现屈服强度的可能性就变小了。

② 屈服比 Y(屈服强度 σ_y/张拉强度 σ_u)的上限规定为 0.8，由此架构的塑性变形能力不会极端变小(参照 附录 3 A3-6)。

③ 化学成分，特别是对引起钢材质量劣化的 P 和 S 的含量的上限值控制在很低的范围内。

由此，焊接性特别是高温撕裂现象很不容易发生(针对 200℃～300℃所发生的低温撕裂而言，在此温度以上发生的撕裂统称为高温撕裂。其发生原因，与钢材的 C 和 S 含量的有关)(参照 附录 3 A3-7)。

④ 规定了碳素当量(C_{eq})或者焊接裂纹敏感性(P_{CM})的上限值。由此，针对焊接缺陷，特别是对于龟裂，改善了施工和预热的条件(参照 附录 3 A3-8)。

⑤ 规定了夏比冲击值。由此，钢材的韧性、粘性在破坏为止的吸收能量的评价上，明确了其温度变迁特性(温度降低，其破坏形式由延性变化为脆性的特征)(参照 附录 3 A3-9)。

以上内容被加进规定中。由此，SN 材 B 种的特征为：上述①②⑤是为了确保钢结构在极限状态下的破坏机理在形成塑性铰时具有充分的转动能力；③④⑤是为了确保焊接部分健全性的主要因素。

(3) SN 材的 C 种在 B 种性能的基础上，追加了规定：在板厚方向特性调节的同时，实施超声波探伤试验来确保内部质量。其主要用途是使用于横贯通隔板和焊接组成箱型截面柱的竖向节点板等在板厚方向有应力作用的钢材种类。SN 材，有热轧钢板、钢条、平钢以及型钢，适用于厚度在 6mm 以上 100mm 以下的钢材。但，C 种不包括厚度在 16mm 以下的钢板。并且，SN 材的规格制定后其他轧制钢材的规格也在制定，关于圆钢管根据 JIS G3475(建筑结构用碳素钢管)，关于棒钢根据 JIS G3138(建筑结构用棒钢)规格制定。

A1-3-3 SN 材和旧钢材(SS 材和 SM 材)的特性比较

钢结构在 SN 材制定以前，中低层建筑物使用 SS400、STKR400 和 SM490A，超高层建筑物使用 SM490B 等业绩较多。现将 SN 材与迄今为止的旧钢材的特性作比较后由表-A1. 3. 1 以及表-A1. 3. 2 来表示。

认定材料的冷轧成型方钢管(BCR)以及冷轧压型方钢管(BCP)的原材料的化学成分与 SN 材相对应，并且考虑冷轧加工性规定了氮素 N 的上限在 0. 006%以下。

这里，我们着眼于与 SS 材(JIS G3101 一般结构用轧制钢材)的差异。SS 材作为一般结构用强度保证型钢材，因为化学成分的规定也被限制在最小限度，所以关于焊接性没有得到特别的考虑。因而，对于 SS490 材和 SS540 材，决定焊接部分容许应力度的材料基准强度 F 在告示中没有明确地给出(参照告示 平 12 建告第 2464 号第二、第四)。

SS400 材，可从表-A1. 3. 1 所示化学成分中明显得知，碳素(C)含量上限没有特定等，因为比 SN400A 在化学成分上的规定要放宽，所以与 SN400A 材同样，主要使用在不含焊接的构件中。

SM 材(JIS G 3106 焊接结构用轧制钢材)被规定为焊接性优良的钢材，与 SN490B 和 SM490B 比较时，考虑从 P 和 S 的规定值和 C_{eq}或者 P_{CM}的规定有无等条件，在焊接性上能判断出 SN 材更为优越。同时，有必要注意在冲击试验中 SN 材的 B 种和 C 种与 SM 材的 B 种吸收能量相等。但 SN 材的 C 种与 SM 材的 C 种并不相等。以上是关于焊接性，如表-A1. 3. 2 所示，SM 材的屈服强度、屈服比的各自上限没有规定，而 SN 材作为结构用钢材则有规定。

表-A1.3.1　SN 材和旧钢材(SS 材和 SM 材)的化学成分比较

强度区分	JIS规格	种类的记号	板厚(mm)下限/上限	化学成分(单位:%)								
				C 上限		Si 上限	Mn 下限/上限	P 上限	S 上限	C_{eq} 上限		P_{CM} 上限
				厚度 50 以下	厚度大于 50 100 以下					厚度 40 以下	厚度 40 以上 100 以下	
400N级	G3101	SS400						0.050	0.050			
	G3444	STK400	2/22	0.25	—			0.040	0.040			
	G3466	STKR400	1.6/12	0.25	—			0.040	0.040			
	G3106	SM400A	/200	0.23	0.25		2.5×C/	0.035	0.035			
		SM400B	/200	0.20	0.22	0.35	0.60/1.40	0.035	0.035			
		SM400C	/100	0.18	0.35	/1.40	0.035	0.035				
	G3136	SN400A	6/100	0.24			0.050	0.050				
		SN400B	6/100	0.20	0.22	0.35	0.60/1.40	0.030	0.015	0.36		0.26
		SN400C	16/100	0.20	0.22	0.35	0.60/1.40	0.020	0.008	0.36		0.26
490N级	G3101	SS490					0.050	0.050				
	G3444	STK490	2/22	0.18	—	0.55	/1.50	0.040	0.040			
	G3466	STKR490	1.6/12	0.18	—	0.55	/1.50	0.040	0.040			
	G3106	SM490A	/200	0.20	0.22	0.55	/1.60	0.035	0.035			
		SM490B	/200	0.18	0.20	0.55	/1.60	0.035	0.035			
		SM490C	/100	0.18		0.55	/1.60	0.035	0.035			
	G3136	SN490B	6/100	0.18	0.20	0.55	/1.60	0.030	0.015	0.44	0.46	0.29
		SN490C	16/100	0.18	0.20	0.55	/1.60	0.020	0.008	0.44	0.46	0.29

认定材料的冷轧成型方钢管(BCR)以及冷轧压型方钢管(BCP)的原材料的化学成分与 SN 材相对应，并且考虑冷轧加工性规定了氮素 N 的上限在 0.006%以下。

表-A1.3.2 SN材和一般钢(SS材和SM材)的机械性能比较

强度区分	JIS规格	种类的记号	张拉试验							韧性冲击试验吸收能量(J)下限(0℃)	Z方向张拉试验劲缩率(%)下限
			屈服强度(N/mm²)下限/上限				张拉强度(N/mm²)下限/上限	屈服比(%)上限			
			厚度6以上12以下	厚度12以上16以下	厚度16以上40以下	厚度40以上100以下		厚度12以上40以下	厚度40以上100以下		
400N级	G3101	SS400	245/		235/	215/	400/510				
	G3444	STK400	235/			—	400/				
	G3466	STKR400	245/		—		400/				
	G3106	SM400A	245/		235/	215/	400/510				
		SM400B	245/		235/	215/	400/510			27	
		SM400C	245/		235/	215/	400/510			47	
	G3136	SN400A	235/			215/	400/510				
		SN400B	235/	235/355		215/335	400/510	80		27	
		SN400C			235/355	215/335	400/510	80		27	25
	认定材	BCP235*	235/355			·	400/510	80	—	27	
		BCR295**	295/	295/445		—	400/550	90	—	27	
490N级	G3101	SS490	285/		275/	255/	490/610				
	G3444	STK490	315/			—	490/				
	G3466	STKR490	325/		—		490/				
	G3106	SM490A	325/		315/	295/	490/610				
		SM490B	325/		315/	295/	490/610			27	
		SM490C	325/		315/	295/	490/610			47	
	G3136	SN490B	325/	325/445		295/415	490/610	80		27	
		SN490C	—		325/445	295/415	490/610	80		27	25
	认定材	BCP325*	325/	325/445		—	490/610	80	—	27	

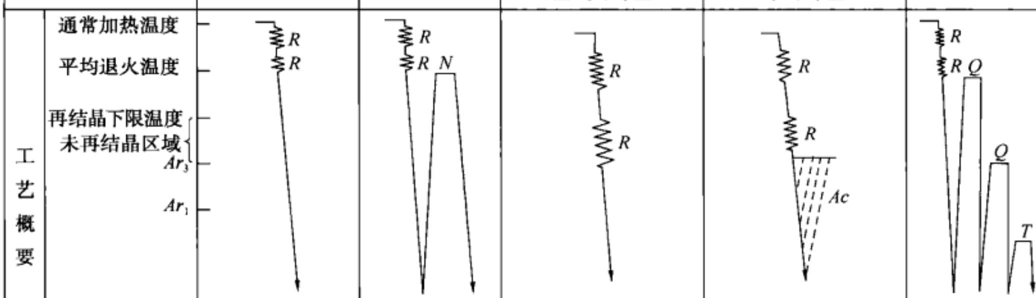
* BCP为板厚9~40mm、 * * BCR为板厚6~22mm内的范围。屈服强度为屈服点或者承载力的总称。

A1-4 TMCP钢

A1-4-1 建筑结构用TMCP钢

TMCP是Thermo-Mechanical Control Process（热加工控制）的英文首字母缩写，是从热加工开始至结束为止的对轧制温度和轧制挤压量加以合适的控制工艺制造高强度材料的制造方

法的总称。原本，此种高强度材料是为了使用在船舶、海洋构筑物、管道结构、产业机械中的厚板而开发。在制造过程中严格管理材料的化学成分以及在轧制的各个过程中对板坯的加热温度、轧制温度以及轧制挤压量进行控制，并在轧制后进行注水冷却的工艺（水冷型 TMCP 钢）。根据此工艺能将极厚板材料的结晶颗粒进行适量的微细化以提高强度和韧性，并抑制碳素当量（C_{eq}）或者焊接裂纹敏感性（P_{CM}）以确保能够达到良好的焊接性。与以往的热处理炉中的淬火，或者退火工艺的调质钢的差异如图-A1.4.1 所表示。



工艺名称	轧制	退火	热加工控制 空气冷却型	热加工控制 水冷却型	退火矫正
工艺概要 说明	一般轧制	轧制后在热处理炉中退火	管理轧制温度和轧压量的控制轧制	控制轧制后用水进行冷却控制	轧制后在热处理炉中退火矫正
适用钢材	SN400A・B・C SN490B・C SS400 SM400A・B・C SM490A・B・C SM520B・C	SN490B・C SM490B・C SM520B・C SM570N	SN490B・C-TMC SM490A ・ B ・ C-TMC SM520B・C-TMC	SN490B・C-TMC SM490A ・ B ・ C-TMC SM520B・C-TMC	SA440
特 征	・仅由成分决定强度	・由结晶的细粒化而导致冲击韧性增大 ・使水素扩散改善其内部质量	・由结晶的细粒化而导致冲击韧性增大	・低碳素当量但能得到高强度	・低 C_{eq} 得到高强度 ・低屈服比 ・高韧性

【注】 Ar_3：冷却时由 γ 铁素体转向 α 铁素体，或者由奥氏体晶粒转向纯粒铁晶粒的变换开始的温度

Ar_1：冷却时由 γ 铁素体转向 α 铁素体，或者由奥氏体晶粒转向纯粒铁晶粒＋渗碳体晶粒一起析变开始的温度

R：轧制 N：退火 Ac：控制冷却 Q：淬火 T：回炉

图-A1.4.1 TMCP 钢和一般的调质钢的工艺比较（出处 1）

超高层建筑物的柱构件，有很多采用极厚钢板焊接形成箱形截面。但 SN 材、SM 材等钢材，按 JIS 规定当板厚超过 40mm 时其强度不容易发挥，屈服比的设定较低。因为材料的基准强度 F 值也根据上述规定超过 40mm 厚度时 F 值较低，所以柱构件 F 值的变化部位以 40mm

厚的柱构件为界限在层高方向发生了极端的不连续性。为了解决和消除这个问题，就要求使用超过 40mm 的极厚板材的 F 值和 40mm 以下板材 F 值相同的钢材。虽然 TMCP 钢在高强度化、高韧性化、良好的焊接性方面都能确保其特性，但在屈服比的上升过程中、超声波的异方向性（轧制方向和直角方向的超声波的传递速度不一样，由 STB 声速比来表示其程度）、加热矫正和由于热量焊接软化等问题，对此学术界有疑问意见指出此种材料是否适合使用在建筑结构上。上述问题现在已得到大致解决，作为建筑结构用 TMCP 钢板已根据建筑基准法第 37 条第 2 项取得交通部的认可。

① 超过 40mm 厚度、在 100mm 以下的钢板与 40mm 以下钢板为同等基准强度 F 值。

② 因为碳素当量（C_{eq}）或者焊接裂纹敏感性（P_{CM}）有了较低的设定，焊接部的最高硬度 Hv 大致可以控制在 300 以下（图-A1. 4. 2），与以往的钢材相比预热条件被缓和了（图-A1. 4. 3）。

区分 \ 用途	造船·海洋建筑用	建筑用
TMCP钢	○ (12~80mm厚)	△ (45~100mm厚)
以往钢	● (25~82mm厚)	▲ (40~100mm厚)

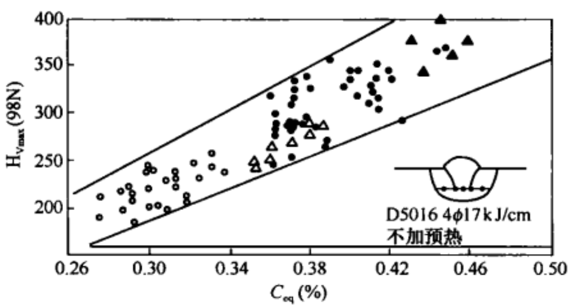


图-A1. 4. 2　碳当量和熔接热影响的最高硬度（出处 2）

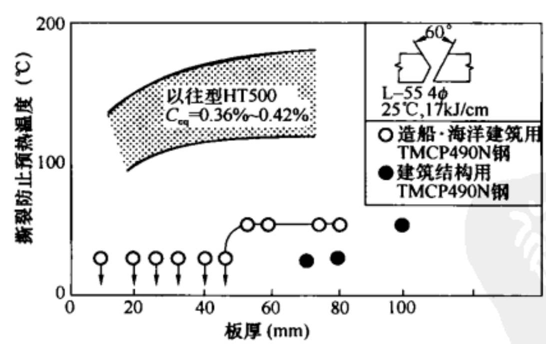


图-A1. 4. 3　板厚与撕裂防止预热温度（出处 2）

③ 因规定了屈服比在 80%以下，作为构件的塑性变形能力被提高了。

④ 轧制最后成型时的温度管理值在 800℃以上，致使超声波的异方向性被消除，即使加热矫正后的急骤冷却也不会引起材质变化。

⑤ 强度等级的张拉强度 490N/mm² 级（屈服强度 325N/mm² 级）、520N/mm² 级（屈服强度 355N/mm² 级）、550N/mm² 级（屈服强度 385N/mm² 级）和 SM 材相对应，在记号的末尾的 B 和 C 与 SN 材的末尾记号相同。

A1-4-2　TMCP 的极厚 H 型钢

极厚 H 型钢，作为建筑用构件是在 1964 年 9 月的印度尼西亚的奴山他拉会馆建设中初次使用的，众所周知，在其后的三井霞关大楼、世界贸易中心都被使用。但通过对 SM490B 材料组成的极厚 H 型钢的实验结果，发现其于焊接部的缺陷可能会引起脆性破坏。所以此后一段时间内不再被使用，形成了一段没有使用业绩的年代。此后，由于在制钢阶段的转炉以及在二次精炼中对各合金成分的精确管理，P、S 等不纯元素的降低和轧制阶段采用热加工控制法（TMCP）后材质被控制，作为有延性的柱材再次受到瞩目。并且，制造厚度范围：翼缘厚为 20～100mm，腹板厚为 15～90mm。极厚 H 型钢也和建筑结构用 TMCP 钢板同样，厚度超过 40mm 的材料基准强度 F 值和厚度 40mm 以下的基准强度 F 值具有了同等等级的强度。

A1-4-3　建筑结构用高性能 590N/mm² 钢材（SA440）

建筑结构用高性能 590N/mm² 钢材（SA400），是继旧称 SS41、SM50 钢材后被实用化的 60kgf/mm² 等级的高强度钢。其应符合屈服强度的上限、屈服比的上限要求，规定的夏比冲击值在 0℃时应在 47J 以上，C 材在厚度方向的挤压值的规定时，才能满足建筑结构用钢的要求性能作为建筑基准法第 37 条第 2 项的认定材料。表-A1.4.1 所示为建筑结构用高性能 590N/mm² 钢材的化学成分，表-A1.4.2 所示为其机械性能的规定值。对于碳素当量（C_{eq}）或者焊接裂纹敏感性（P_{CM}）和预热的关系，高输入热量焊接引起的软化，热间矫正和急骤冷却时引起的材质劣化等问题，可以按 TMCP 钢材同样考虑。

表-A1.4.1　建筑结构用高性能 590N/mm² 钢材的化学成分（单位：%）

种类	板厚 t (mm)	C	Si	Mn	P	S	C_{eq}	P_{CM}
SA440B	19≤t≤40	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.030 以下	0.008 以下	0.44 以下	0.28 以下
	40<t≤100						0.47 以下	0.30 以下
SA440C	19≤t≤40				0.020 以下		0.44 以下	0.28 以下
	40<t≤100						0.47 以下	0.30 以下

表-A1.4.2　建筑结构用高性能 590N/mm² 钢材的机械性能

种　类	板厚 t (mm)	张拉试验				0℃夏比吸收能量 (J)	厚度方向斑点 (%)
		屈服强度 (N/mm²)	张拉强度 (N/mm²)	屈服比（%）	伸长率（%）（试验片）		
SA440B	19 以上 100 以下	440 以上 540 以下	590 以上 740 以下	80 以下	20 以上（4 号） 26 以上（5 号）	47 以上	—
SA440C							25 以上

A1-5 STKR钢材和冷却成型方钢管

A1-5-1 冷轧成型方钢管

在中低层办公建筑的框架结构中，柱构件经常使用冷轧成型方钢管。冷轧成型方钢管如图-A1.5.1所示，将钢带（热轧卷绕）滚轧成型后通过电气焊接成圆钢管。方钢管还可分为将钢带压制成方形钢管，或者将钢带或原钢板通过冲压机形成方形截面，在其接缝处用自动电弧焊接连接的压制成型方钢管。此种冷轧成型方钢管，作为代替以前的STKR钢管（JIS G 3466一般结构用方形钢管）称为BCR（滚轧成型方钢管）以及BCP（压制成型）管材，取得了建筑基准法第37条第2项的认可。其化学成分和机械性能的概况在表-A1.5.1中表示。以前钢材与认定钢材的差异是后者在钢管冷轧加工的原料的材质适合SN材的B种或者C种，进而考虑冷轧加工性而将氮素N的上限值控制在0.006%以下。因此，经过冷轧加工后的钢材会变硬、变脆。所以为了防止其脆性破坏而采用降低氮素的措施。

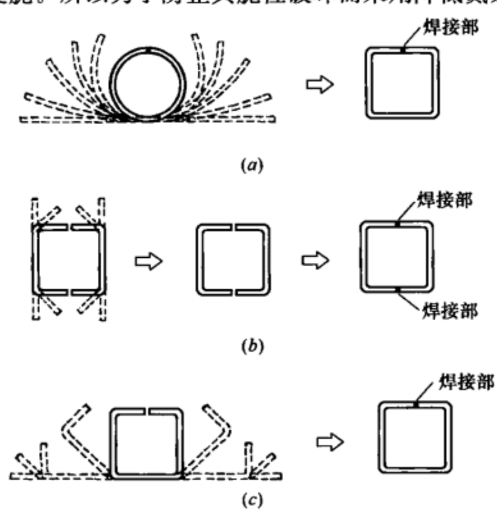


图-A1.5.1 冷轧成形方钢管的制造法（出处3）
(a) 滚轧成型＋电阻焊接；(b) 压制成型＋电弧焊接（双缝）；(c) 压制成型＋电弧焊接（单缝）

BCR材（□-150×150×6t～□-550×550×22t）仅有张拉强度400N/mm²级，屈服强度的上下限幅度为150N/mm²，屈服比的上限为90%，容许应力度的基准强度F=295N/mm²。与此相对而言，BCP材（□-300×300×9t～□-1000×1000×40t）有张拉强度400N/mm²级和490N/mm²级两种。其机械性能以及F值与SN材相同，如表-A1.5.2所示。但对于方钢管的平坦部分有机械性能的规定，而对角部受加工硬化影响部分没有规定，所以在某种程度上放宽了性能。对此，BCP325T材（□-300×300×12t～□-1000×1000×40t）是保证角部韧性的建筑结构用高性能冷轧压制成型钢管，可以与后述梁端连接节点域的叠层焊接方法（NBFW）相组合，能作为冷轧加工钢构件部分确切不发生脆性破坏的连接方法。

表-A1.5.1　冷轧成形方钢管的性质（由出处 3 修改）

种类的记号（原板）		化学成分（单位：%） C 上限	Si 上限	Mn 下限/上限	P 上限	S 上限	N 上限	C_{eq} 上限	P_{CM} 上限	板厚 t（mm）	屈服强度（N/mm^2）	张拉强度（N/mm^2）	屈强比（%）	夏比吸收能量（J）0℃
BCR295		0.20	0.35	/1.40	0.030	0.015	0.006	0.36	0.26	$6\leqslant t<12$	295 以上	400 以上 550 以下	—	—
										$12\leqslant t\leqslant 16$	295 以上 445 以下		90 以下	27 以上
										$16<t\leqslant 22$				
BCP235	SN400B	0.20	0.35	0.6/1.40	0.030	0.015	0.006	0.036	0.26	$6\leqslant t<12$	235 以上	400 以上 510 以下	—	—
	SN400C	0.20	0.35	0.6/1.40	0.020	0.008				$12\leqslant t\leqslant 16$	235 以上 355 以下		80 以下	27 以上
										$16<t\leqslant 40$				
BCP325	SN490B	0.18	0.55	/1.40	0.030	0.015	0.006	0.44	0.29	$6\leqslant t<12$	325 以上	400 以上 610 以下	—	—
	SN490C	0.18	0.55	/1.60	0.020	0.008				$12\leqslant t\leqslant 16$	325 以上 445 以下		80 以下	27 以上
										$16<t\leqslant 40$				
BCP325T		0.18	0.55	/1.60	0.020	0.005	0.006	0.44	0.29	$12\leqslant t<16$	325 以上 445 以下	490 以上 610 以下	80 以下	70 以上
										$16<t\leqslant 40$				
STKR400		0.25	—	—	0.040	0.040	—	—	—	—	245 以上	400 以上	—	—
STKR490		0.18	0.55	/1.50	0.040	0.040	—	—	—	—	325 以上	490 以上	—	—

表-A1.5.2　冷轧成型方钢管（认可材料）的基准强度

成型方法	滚扎成形	压　制　成　形		
种类的记号	BCR295	BCP235	BCP325	BCP325T
板厚（mm）	6～22	9～40		12～40
F（mm^2）	295	235	325	325

A1-5-2　STKR 材

滚轧成型方钢管由 JIS G 3466 中规定的 STKR 材制成，有□-30×30×1.5t～□-200×200×22t 范围内的规格。由认定材料的 BCR 只适用于□-150×150×6t 以上的范围内，所以比其直径小的方钢管不得不使用 STKR 材。而 STKR 材在冷轧加工时没有特别的考虑和限制，因为材质发生硬化，容易在焊接和镀锌等制造过程中发生龟裂等缺陷，必须要引起注意。下节所述使用方钢管柱-H 梁结构构件时，STKR 材因为与 BCR、BCP 材有不一样的用途，希望尽量不采用。

A1-5-3 使用冷轧成型方钢管“方钢管柱-H梁”的结构设计

(1) 设计思想的要点

采用冷轧成型方钢管柱、H型钢梁的框架结构统称为方钢管柱＋H梁结构。此种结构在建筑钢结构领域是1981年新抗震规范实施以后急骤增多的结构形式。但冷轧成型钢管材料，作为以前一直使用的JIS成品的STKR材和大臣认定材BCR以及BCP，因为在冷轧加工上的影响有些差异，所以必须考虑其特性而进行设计。为了对应此需要，制定了《冷轧成型方钢管设计・施工手册》，在此手册中的设计方法已被定为法律告示。其设计思想的特征归纳为以下几点。

(a) 考虑材料性能和加工质量的差异。

按STKR材、BCR材、BCP材的顺序考虑材料性能以及改善的加工质量进行设计。如前所述，BCR材以及BCP材是在原板材质STKR的基础上作改善的，但其截面的角部并没能避免冷轧加工的影响，不能完全阻止由冷轧加工部分所产生的脆性破坏。而BCP325T材，因为角部和平坦部分保证同一性能，所以结合焊接方法（NBFM方法）一起使用，可以避免各种限制。

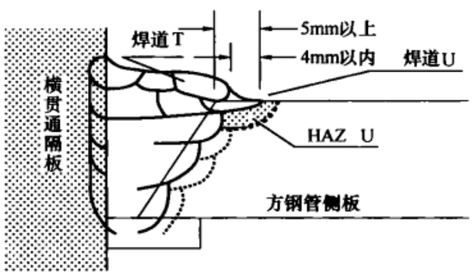


图-A1.5.2 NBFW法（出处3）

NBFW（Non Brittle Fracture Welding）方法规定，在柱和横隔板完全焊透型焊接中采用不容易发生脆性破坏的叠接焊接方法。其方法如图-A1.5.2所示，将最终焊接层分3途径进行施工，在其终止部分焊道U的焊接热量为15～22kJ/cm，焊道间温度在250℃以下（某一焊道的焊接结束，在其上面进行叠接焊接开始时焊缝附近的温度），因为焊道U会退火（保持高韧性的热处理）所以焊道T的焊接热量在15～25kJ/cm，焊道间温度在250℃以下进行施工。并且，为了提高此焊接方法的精度，有必要采用自动焊接形式。

(b) 考虑梁柱连接节点域的不同连接形式产生的变形能力的差异。

1）内藏横隔板形式

如图-A1.5.3所示，在BCP材形成方钢管过程中，焊接钢管内置横隔板，检查合格后作为钢管柱成品的内藏横隔板形式。原则上方形钢管柱的原材料采用SN490C。要注意梁翼缘与柱的角部不进行焊接。因为不能直接看见方形钢管内的横隔板而注意上下错位。并且横隔板没有直接连接是其特征。此种形式，柱的角部和梁没有焊接，因为梁柱连接部节点域上下柱为连续体（柱贯通形式），作为柱构件就具有充分的塑性变形能力。

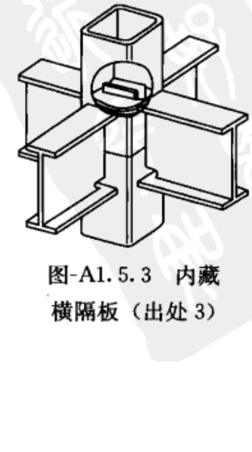


图-A1.5.3 内藏横隔板（出处3）

图-A1.5.4所示BCR材的钢管在梁柱连接节点域的中央切断，并在梁的翼缘高度为止的钢管内侧插入横隔板进行焊接。因为插入横隔板形式的焊接不好也不能得到很好的检查，所以

不按照柱贯通的组合形式，而是按横贯通隔板形式处理。

2）横贯通隔板形式

如图-A1.5.5 所示，BCR 材的柱构件在梁柱节点域切断，梁的翼缘与横隔板直接完全焊透型焊接连接的横贯通隔板形式，是中低层的方钢管柱-H 梁结构采用最多的结构形式。因为由柱产生的张拉力作用在横隔板的板厚方向，所以横隔板的材质原则上应采用 SN 材的 C 等级。并且，横隔板的板厚应采取比梁翼缘板厚的 2 个等级，以备应力传递和吸收上下错位的偏差。柱和横隔板的焊接采用完全焊透型焊接。为防止焊接变形引起横隔板在面外方向的变形，一般横隔板的宽度每边要比方钢管柱截面宽度（外包尺寸）大 25～30mm。

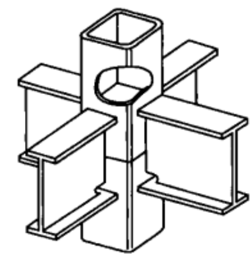


图-A1.5.4　上方插入横隔板形式（出处 3）

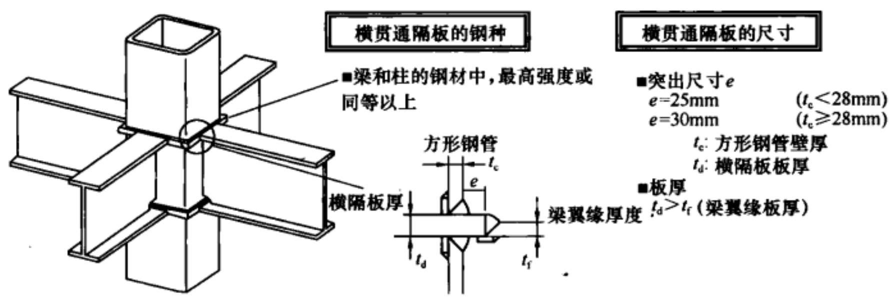


图-A1.5.5　横贯通隔板形式（出处 3）

3）外横隔板形式

如图-A1.5.6 所示钢管柱上下贯通，横隔板在柱子的外周与梁的上下翼缘连接成一体。横隔板的形状尺寸可参照日本建筑学会的《钢管结构设计施工指南・同解说》。此种连接形式，作为柱构件而言其应力能均匀传递，但柱的角部与横隔板必须焊接，此部分就产生应力集中。其加工、组合都要求精度较高，施工上比较困难。并且其横隔板从柱面凸出尺寸较多，柱和外墙的连接上有很难处理的问题。所以在实际工程中一般都不采用此形式。

(c) 推定架构的破坏形式，不至于引起柱子的损坏。

对规则的多层框架结构而言，能分类为如图-A1.5.7（a）所示仅在特定层破坏的局部破坏形式和如图-A1.5.7（b）所示建筑物的全层发生塑性铰而形成全体破坏形式。全体破坏形式至少要有一根柱在柱底脚和最上端柱顶以外中央任何层都不能出现塑性铰才能成立。此时，梁端的塑性化或者是梁柱连接节点域板的塑性化先行出现塑性铰。而局部破坏形式与全体破坏形式相比因为形成塑性铰的数量较少，很明显建筑物全体的塑性变形的能量吸收能力要小。因此，发生局部破坏形式时柱构件的承载力在设计上有必要保证充分的余量。

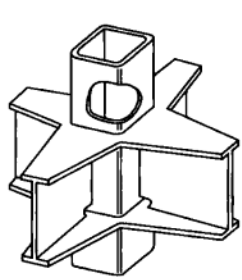


图-A1.5.6　外横隔板形式（出处 3）

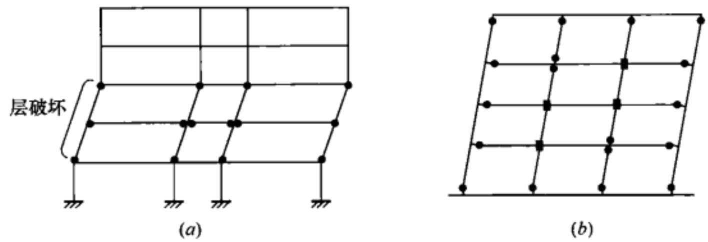


图-A1.5.7 规则多层框架结构的破坏形式（出处 3）
（a）局部楼层破坏的架构；（b）整体破坏的架构

(2) 按保有水平承载力计算（设计途径 3）进行设计

使用由冷轧成型加工的厚度 6mm 以上的方钢管作为在结构承载力上主要部位的柱时，必须按照告示平 19 国交告第一号（设计途径 1）、告示昭 55 建告第 1791 号第 2（改正告示平 19 国交告第 1226 号）（设计途径 2）、告示平 19 国交告第 594 号第 4（设计途径 3）的规定进行设计。这里，作为钢材的种类，有①JIS G 3466 一般结构用方钢管（STKR 材）、②STKR 材以外的滚轧成型方钢管（作为特例是特别认可材的 BCR 材）、③STKR 材以外的压制成型方钢管（作为特例是特别认可材的 BCP 材）的区分。除此以外，有根据“特别调查和研究的结果”的材料，即 BCP325T。

(a) 使用 BCR 材和 BCP 材的方钢管柱-H 梁结构

除了一层柱和最上层柱顶，其他全层如能满足以下条件，则可判定全体破坏形式成立，计算其保有承载力。这里 ΣM_{pci} 为某层包括所有梁柱连接部分的弯矩的总和。

$$\Sigma M_{pci} \geqslant \Sigma\{\min(1.5M_{pbi}, 1.3M_{ppi})\} \tag{A1.5.1}$$

$$M_{pci} = M_{pciu} + M_{pcil} \tag{A1.5.2}$$

$$M_{pbi} = M_{pbil} + M_{pbir} \tag{A1.5.3}$$

其中，M_{pbil}、M_{pcil} 为 i 节点处考虑上部和下部的柱的轴力比情况下的全塑性弯矩，M_{pbil}、M_{pbir} 为 i 节点左侧以及右侧梁的全塑性弯矩（参照图-A1.5.8），M_{ppi} 是考虑轴力的梁柱连接节点板的全塑性弯矩。

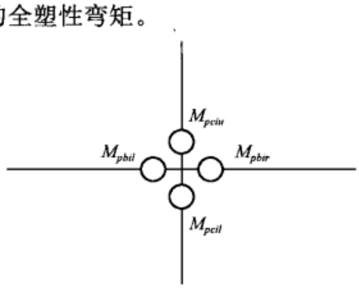


图-A1.5.8 在节点上的承载力的比较（出处 3）

公式（A1.5.1）出现的 1.5 系数，是当地震作用力与建筑物构面形成 45°斜角情况下，以及 H 型钢梁与混凝土楼板有组合梁效果时，为保持形成梁屈服型（全体破坏型）的架构而确保柱的高强度的系数❶。当柱的承载力能确保在连接节点板承载力的 1.3 倍以上，可以考虑为连接节点板屈服的破坏形式。

如果有不满足公式（A1.5.1）的楼层存在，则有发生局部破坏的可能性。属于此层的柱，最下层的柱脚以及最上层柱顶的各自的全塑性弯矩应乘以表-A1.5.3 所示折减

❶ 强柱弱梁。译者注

率后作为塑性铰的承载力计算出保有水平承载力。此时，折减层的梁不考虑发生塑性化。

表-A1.5.3　柱承载力的折减率（出处 3）

钢管的种类	内藏横隔板形式	横贯通隔板形式上方插入横隔板形式外横隔板形式
BCP	0.85	0.80
BCR	0.80	0.75

(b) STKR 材的方钢管柱-H 梁结构

除一层柱脚和最上层柱顶，其他楼层的全部的梁柱连接节点满足以下条件时必须形成全体破坏形式。

$$\Sigma M_{pci} \geqslant \Sigma 1.5 M_{pbi} \quad \text{(A1.5.4)}$$

一层柱脚的地震应力，应乘以表-A1.5.4 所示系数以上的值按容许应力度对柱进行设计。

(c) NBFW 法采用 BCP325T 材，焊接箱型截面柱的方钢管柱-H 梁结构

可以不进行柱承载力的折减以及地震时柱应力的增大，按通常的顺序进行保有水平承载力的研讨。

(3) 按容许应力度等计算（设计途径 2）进行设计

按昭 55 建告第 1791 号第 2，改正告示 平 19 国交告第 1226 号以下规定进行。

(a) 采用 BCR 材以及 BCP 材的方钢管柱-H 梁结构

除去底层柱脚和顶层柱顶，其他各层要满足公式（A1.5.4）。

(b) 采用 STKP 材的方钢管柱-H 梁结构

除去底层柱脚和顶层柱顶，其他各层要满足公式（A1.5.4）以外，底层柱脚的地震时应力应乘以表-A1.5.4 所示系数后对柱构件按容许应力度进行研讨。

(c) NBFW 法采用 BCP325T 材，焊接箱型截面柱的方钢管柱-H 梁结构可以不进行柱承载力的折减以及地震时柱应力的增大，按通常的顺序进行保有水平承载力的研讨。

(4) 没有必要掌握由地震力产生的水平变形的方钢管柱-H 梁结构（设计途径 1）

按告示平 19 国交告第 593 号第 1 规定执行。

(a) 采用 BCR 材，BCP 材以及 STKR 材的方钢管-H 梁结构

一次设计时，由地震作用力产生的应力应乘以表-A1.5.4 的系数后，作为地震时的柱应力，验算柱的容许应力度。并且，采用插入横隔板形式时，其作用与横贯通隔板形式相同。

表-A1.5.4　地震时柱应力的增大系数（出处 3）

钢管的种类	内藏横隔板形式	横贯通隔板形式上方插入横隔板形式外横隔板形式
BCP	1.1	1.2
BCR	1.2	1.3
STKR	1.3	1.4

(b) NBFW 法采用 BCP325T 材，焊接箱型截面方钢管柱结构没有必要对地震时柱应力的增大。

A1-6 建筑结构用高性能钢管

钢管的制造方法有无缝钢管、电焊钢管、UOE 钢管以及螺旋钢管等，根据其需求外尺寸选用合适的加工方法制造出来。作为一般钢管的 JIS G3444 的 STKR 材已经规格化，因为制造方法没有规定无缝钢管以外受冷轧成型的影响，并且因为其用途也涉及多方面的性能，不一定适合建筑结构用。因此，制定了建筑结构用钢管 STKN 材。进而，超高层建筑物更要求高强度和极厚截面的钢管。这里，也存在板厚 40mm 为界限的 F 值不连续的问题。因此，为解决这些问题开发了建筑结构用高性能钢管，并根据建筑基准法第 37 条第 2 项取得认可。高性能钢管强度有 325N/mm^{2}级、355N/mm^{2}级、385N/mm^{2}级、590N/mm^{2}级，尺寸有 $\phi400\times t19$～$\phi1574.8\times t100$ 的各种规格。其化学成分 C_{eq}、P_{CM}，机械性能等由表-A1. 6. 1 所示。

表-A1. 6. 1 建筑结构用高性能钢管（特别认定材料）

<table>
<tr><th rowspan="2">种类</th><th rowspan="2">板厚
t(mm)</th><th rowspan="2">截面尺寸</th><th colspan="7">化学成分(单位:%)</th><th rowspan="2">屈服强度
(N/mm^2)</th><th rowspan="2">张拉强度
(N/mm^2)</th><th rowspan="2">屈强比
以下</th><th rowspan="2">夏比冲击值
(J)
以上</th></tr>
<tr><th>C
上限</th><th>Si
上限</th><th>Mn
上限</th><th>P
上限</th><th>S
上限</th><th>C_{eq}
上限</th><th>P_{CM}
上限</th></tr>
<tr><td colspan="2">STKN490B</td><td></td><td>0.22</td><td rowspan="9">0.55</td><td rowspan="9">1.60</td><td rowspan="9">0.030</td><td rowspan="9">0.015</td><td>0.44</td><td>0.29</td><td>325～475</td><td>490～640</td><td rowspan="9">0.85</td><td rowspan="7">27</td></tr>
<tr><td rowspan="2">325N</td><td>$t\leq50$</td><td rowspan="6">$\phi400\times t40$～
$\phi1574.8\times t100$</td><td>0.18</td><td>0.38</td><td>0.24</td><td rowspan="2">325～475</td><td rowspan="2">490～640</td></tr>
<tr><td>$50<t$</td><td rowspan="5">0.20</td><td>0.40</td><td>0.26</td></tr>
<tr><td rowspan="2">355N</td><td>$t\leq50$</td><td>0.40</td><td>0.26</td><td rowspan="2">355～505</td><td rowspan="2">520～670</td></tr>
<tr><td>$50<t$</td><td>0.42</td><td>0.27</td></tr>
<tr><td rowspan="2">385N</td><td>$t\leq50$</td><td>0.40</td><td>0.26</td><td rowspan="2">385～535</td><td rowspan="2">550～700</td></tr>
<tr><td>$50<t$</td><td>0.42</td><td>0.27</td></tr>
<tr><td rowspan="2">590N</td><td>$t\leq40$</td><td rowspan="2">$\phi400\times t19$～
$\phi1574.8\times t100$</td><td rowspan="2">0.18</td><td>0.44</td><td>0.28</td><td rowspan="2">440～590</td><td rowspan="2">590～740</td><td>70</td></tr>
<tr><td>$40<t$</td><td>0.47</td><td>0.30</td><td>47</td></tr>
</table>

A1-7 有特殊性能的钢材

A1-7-1 耐火钢

因为建筑结构在遭遇火灾时会因热量产生的温度上升导致材料强度下降，所以钢结构表面必须设置保温覆盖层。建筑基准法上规定下列建筑物必须为防火建筑：住宅大楼和酒店等不特

定人群聚集的特殊建筑物和市区内的钢结构建筑。防火建筑的梁、柱等主要结构构件有必要为防火结构，这些构件要求在确保法定的防火时间内保证温度在 350℃以下而实施防火保温覆盖（建筑基准法第 21 条，施行令第 4 章）。

防火覆盖层一般使用石棉材料，若保证防火时间 3 小时，其覆盖厚度需达到 65cm，所以在使用功能上不希望有覆盖层。在此要求的背景下，耐火钢开发问世。耐火钢是添加铬、钼等耐热性强的元素使钢材在高温下保持较高强度的简称。比如常温特性 SN 材规格的耐火钢用 SN400-FR、SN490-FR 来表示。但，FR 的记号并不是规格。

耐火钢和一般钢中的一种 SM 材的化学成分、机械性能的比较如表-A1.7.1 和表-A1.7.2 所示。耐火钢除此表所示的成分以外，添加了微量的 Cr、Mo、Nb、V 等合金元素。为了防止焊接性能的降低，限制 C_{eq}不要太高而降低 C 的含量。所以，耐火钢的焊接施工与一般钢的施工相同。

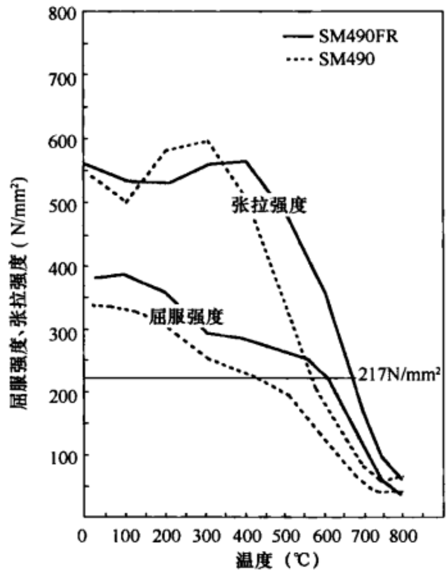


图-A1.7.1　普通钢和耐火钢的屈服强度、张拉强度的温度依存性（出处 4）

图-A1.7.1 所示一般钢（举例 SM490）和耐火钢（SM490-FR）的屈服强度、张拉强度的温度依存性的调查结果。注意屈服强度分析此曲线，一般钢（SM490）在 350℃时的长期容许应力，降低为常温时的基准强度 $F=325\text{N/mm}^2$ 的 2/3，即 217N/mm^2。而耐火钢（SM490-FR）在 600℃以上达到上述强度值。

表-A1.7.1　SM 钢和耐火钢的化学成分的比较例子（出处 4）

区分	种类的记号	板厚(mm)	化学成分重量(%)						
			C	Si	Mn	P	S	C_{eq}	P_{cm}
普通钢	SM400 SM490	20 20	0.16 0.17	0.12 0.40	0.55 1.33	0.014 0.008	0.004 0.004	0.26 0.41	0.20 0.25
耐火钢	SM400-FR SM490-FR	20 20	0.09 0.10	0.30 0.30	0.85 1.00	0.013 0.011	0.002 0.002	0.34 0.42	0.17 0.21

表-A1.7.2　SM 钢和耐火钢的机械性能的比较例子（出处 4）

区分	种类的记号	板厚(mm)	力学性能				冲击值
			屈服强度(N/mm²)	张拉强度(N/mm²)	伸长率(%)	屈强比(%)	0℃夏比能量vE_0(J)
普通钢	SM400	20	268	424	31	63	95
	SM490	20	367	528	28	70	135
耐火钢	SM400FR	20	281	468	33	60	294
	SM490FR	20	404	536	25	75	255

A1-7-2 建筑结构用低屈服点钢（软钢）

将屈服强度有极端差异的钢材构件组合使用，低屈服点钢构件或者其中一部分构件就会集中受损。利用上述原理开发了消能减震结构，并且使用推广。这里所使用的屈服强度极端低的钢材称为低屈服点钢，应用在如图-A1.7.2所示的支撑形式、抗震墙要素形式、小间柱·中间梁形式、连接要素形式消能减震装置中。

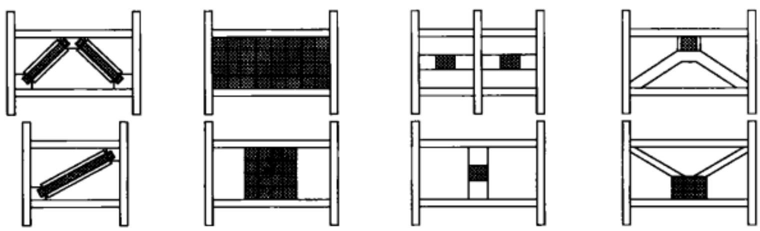


图-A1.7.2 使用建筑结构用低屈服点钢的消能减震系统（出处5）
(a) 支撑形式；(b) 墙要素形式；(c) 间柱·中间梁形式；(d) 结合要素形式

低屈服点钢极力降低添加元素，使其成分接近纯铁材料。其屈服强度设定为两个等级：100±20N/mm^2（LY100）和225±20N/mm^2（LY225），并根据建筑基准法第37条第2项取得认定。上述钢材的化学成分的规格值如表-A1.7.3所示；机械性能如表-A1.7.4所示。

表-A1.7.3 建筑结构用低屈服点钢的化学成分单位%（认定材料）

种类的记号	C	Si	Mn	P	S	N
LY100	0.01以下	0.03以下	0.20以下	0.025以下	0.015以下	0.006以下
LY225	0.01以下	0.05以下	0.50以下	0.025以下	0.015以下	0.006以下

表-A1.7.4 建筑结构用低屈服点钢的机械性能（认定材料）

种类的记号	屈服强度	张拉强度（N/mm^2）	伸长率（%）	屈强比（%）
LY100	100±20	200以上300以下	50以上	60以下
LY225	225±20	300以上400以下	40以上	80以下

低屈服点钢和普通钢（SN400）的焊接，其焊接作业性与400N/mm^{2}级相等，但焊接金属比低屈服点钢有若干变硬倾向。当大面积输入热量大的焊接时，韧性有降低的可能。进而也有超声波发生异方向性的研究报告发表，必须引起注意。

图-A1.7.3是在拉伸试验下所得的应力度-应变关系曲线。图-A1.7.4所示为反复循环荷载作用下的应力度-应变关系。

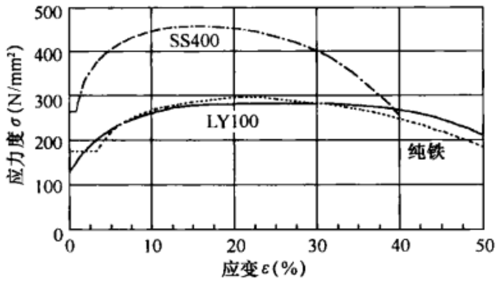


图-A1.7.3　低屈服点钢的应力度-应变关系（出处 5）

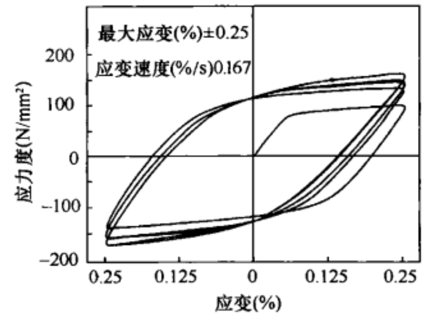


图-A1.7.4　滞回应力度-应变关系（出处 5）

A1-7-3　建筑结构用表面处理轻型型钢

一般结构用轻型型钢（SSC 材）是将 1.6～6.0mm 的钢带通过冷轧成型形成构件。实际上能作为结构构件用的，是板厚在 2.3mm 以上的轻型型钢，经常使用在钢结构的工业化住宅中。近几年在欧美开发了框架墙做法中的框架构件用薄壁轻型型钢（厚度在 0.8～4.5mm）取代木材，称为"轻钢住宅"的施工方法。因此，经表面处理的薄壁型钢 JIS G3302 的熔融镀锌钢板以及钢带（SGH 400・SGC400・SGH490・SGC490）被使用。并且，镀锌的种类有 JIS G 3312 的涂装熔融镀锌钢板以及钢带（CGC・CGH）、JIS G 3321 的熔融 55%铝合金镀锌钢板和钢带（SGLH・SGLC）、HIS G 3322 的涂装熔融 55%铝合金镀锌钢板以及钢带（CGLC）等。其机械性能如表-A1.7.5 所示。作为新的镀锌方法，有铝镁＋镀锌的薄壁型钢，根据建筑基准法第 37 条第 2 项取得认定，并满足 SGC400 的机械性能，镀锌厚度比以往的厚度更薄，并适用焊接的钢材。

表-A1.7.5　建筑结构用表面处理薄板轻钢结构的机械性质和基准强度

种类的记号	厚度(mm)	化学成分(%以下)				机械性能(以上)			基准强度 F (N/mm²)
		C	Mn	P	S	y	u	伸长率	
SGH400	1.6～6.00	0.25	1.70	0.20	0.05	295	400	18	280
SGC400	0.25～3.2								
SGH490	1.6～6.00	0.30	2.00	0.20	0.05	365	490	16	345
SGC490	0.25～3.2								

σ_y：屈服强度(N/mm²)；σ_u：张拉强度(N/mm²)；伸长率%；SGH：基于热压轧钢板；
SGC：基于冷轧钢板。

A1-7-4　建筑结构用 780N/mm² 级钢

在压力容器、水压钢管、桥梁、建设机械等中使用的以往的 780N/mm² 钢的基础上，为确保建筑物的抗震性而开发出来的建筑结构用 780N/mm² 钢材。添加元素如表-A1.7.6 所示，设法改变热处理条件并实施合理的管理，使得其原来在 90%以上的屈服比降低为 85%以下，改善了焊接性能。钢材的规格因制造厂家不同而不同，表-A1.7.7 所示为屈服强度 620N/mm² 以上。因为此种建筑结构用 780N/mm² 钢材比建筑结构用高性能钢 SA440 具有 1.4 倍的高强承

载力，所以构件截面的缩小和轻量化成为可能，适用于类似超高层建筑和大跨度建筑等大规模建筑物的采用，势必能期待以前一般常用钢材所实现不了的新的结构系统的展开。

表-A1.7.6 建筑结构用 780N/mm² 级钢的化学成分实例（认定材料）

化学成分	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Nb	V	C_{eq}
单位%	0.16 以下	0.35 以下	0.16～1.60	0.030 以下	0.015 以下	0.15～1.50	0.70～2.00	0.30～0.80	0.20～0.60	0.05 以下	0.60 以下	0.60 以下

表-A1.7.7 建筑结构用 780N/mm² 级钢的机械性能实例(认定材料)

张拉试验				冲击试验	
屈服强度 (N/mm²)	张拉强度 (N/mm²)	屈强比 (%)	伸长率 (%)	试验温度 (℃)	吸收能量 (J)
630～750	780～930	85 以下	16 以上	0	47 以上

A1-7-5 建筑结构用脆性破坏钢

（社团法人）日本钢铁联盟的产品规定：梁端焊接连接部的脆性破坏防止设计，如第 4-7 节所阐述的采用 SN 材的规格时，作用决定梁的塑性变形能力的屈服比 Y 的上限为 80%。加上破坏的始点的焊接龟裂防止的碳素当量 C_{eq}或者焊接裂纹敏感性 P_{CM}的上限规定等，确保比 0℃的夏比冲击值 27J 更加具有延性的 70J 钢材作为建筑抗震焊接结构用钢材。其种类的记号如表-A1.7.8 所示，为 SN400B、C；SN490B、C 在末尾的数字 27 或 70 表示延性值的最小保证值。这里，延性值的 27J 和 70J，与钢结构梁端焊接连接部的脆性破坏防止指南所表示拼接部分破坏承载力系数 γ_f建立直接的关系（参照 4-7）。

表-A1.7.8 建筑抗震焊接结构用滚扎钢材的种类（认定材料）

厚度(mm)	拼接部分破坏承载力系数 $\gamma_f=1.0$	拼接部分破坏承载力系数 $\gamma_f=0.9$
超过 12 100 以下	SN400B70, SM490B70	SN400B27, SM490B27
超过 16 100 以下	SN400C70, SM490C70	SN400C27, SM490C27

梁端焊接连接的脆性破坏，不仅仅会引起梁翼缘的破坏，也会导致梁腹板工艺加工孔附近和焊接热影响部分 HAZ 发生破坏，所以不仅仅保持梁翼缘（母材）的延性值，如图-A1.7.5 所示轧制 H 型钢的腹板与翼缘板连接的角焊缝部分也必须要有延性。进而，必须从 HAZ 取出夏比试验片进行试验。为此，有必要做焊接施工试验进行确认。当焊接输入热量在 40kJ/cm 以下氧化焊接时，焊接焊道间温度在 350℃以下并能满足表-A1.7.9 所示化学成分的条件（HAZ 延性评价式）的钢材，可以省略焊接施工试验。这里，表-A1.7.10 表示为了取得焊接金属的良好的机械性能的焊接条件的实例。

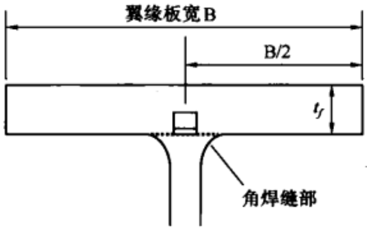


图-A1.7.5 梁工艺加工孔部分母材韧性的评价位置（出处 5）

表-A1.7.9　钢材的 HAZ 韧性（出处 5）

拼接部破坏承载力系数	要求韧性(0℃)	f_{HAZ}的范围(质量%)
$\gamma_f = 1.0$	$_vE_{act} \geqslant 70J$	$f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6(P+S) + 12N - 4Ti \leqslant 0.58$
$\gamma_f = 0.9$	$_vE_{act} \geqslant 27J$	$f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6(P+S) + 12N - 4Ti \leqslant 0.63$

表-A1.7.10　焊接条件管理（由出处 6 修改）

(a) 为保证 $\gamma_f=1.0$（张拉强度≥490N/mm²，$_vE_{act}$≥70J）的条件

影　响　因　素		规格或者管理值
材　　料	碳酸煤气固体金属	YGW18
适当的冷却速度	入　热	40kJ/cm 以下
	途径温度	350℃以下
金属添加成分的成品率安定化	电　压	适合(※1)±2V
焊接金属含氮量控制	屏蔽用气体流量	25l/min 以上(※2)
	被焊接面与喷口间的距离	30mm 以下(※3)
	间隙宽度	20mm 以下

表-A1.7.10(续表)

(b) 为保证 $\gamma_f=0.9$(张拉强度≥490N/mm²，$_vE_{act}$≥27J)的条件

影响因素		规格或者管理值	规格或者管理值
材　料	碳酸煤气固体金属	YGW11	YGW18
适当的冷却速度	入　热	30kJ/cm 以下	40kJ/cm 以下
	途径温度	250℃以下	350℃以下
金属添加成分的成品率安定化	电　压	适合(※1)±2V	适合(※1)±2V
焊接金属含氮量控制	屏蔽用气体流量	25l/min 以上(※2)	25l/min 以上(※2)
	被焊接面与喷口间的距离	30mm 以下(※3)	30mm 以下(※3)
	间隙宽度	20mm 以下	20mm 以下

(※1)合适电压的目标为短路熔融开始电压+2V。

(※2)喷口间很细的话，气体流量会过大，产生紊乱而增加卷入空气的可能性。此时气体流量的上限目标为 50l/min。其他的喷口间的上限目标为 100l/min。

(※3)但是，板厚在 25mm 以上的初层焊道时 35mm 以下为目标。

A1-8 结构用钢材的形状和尺寸

钢结构中使用的钢材的形状和尺寸，应符合如表-A1.8.1所示规格，以及确保表面没有过度铁锈等有害的缺陷存在。图-A1.8.1所示为型钢的形状和尺寸，图-A1.8.2所示为轻型型钢的形状和尺寸，长度单位基本以mm来表示。要注意有常用型钢截面尺寸和特殊型钢的截面尺寸，并且，从预定轧制型钢至进货为止有时需要几个月时间，因为设计变更而引起构件截面变化有可能致使工期延误。

表-A1.8.1 结构用钢材的形状和尺寸

规格	名称及类别
JIS G 3191	热轧钢筋、卷材的形状，尺寸，重量和容许偏差
JIS G 3192	热轧型钢的形状，尺寸，重量和容许偏差
JIS G 3193	热轧钢板及钢带的形状，尺寸，重量和容许偏差
JIS G 3194	热轧平钢的形状，尺寸，重量和容许偏差
JIS G 3350	一般结构用轻型型钢
JIS G 3353	一般结构用焊接轻型H型钢
JIS G 3444	一般结构用碳素钢管
JIS G 3466	一般结构用方形钢管

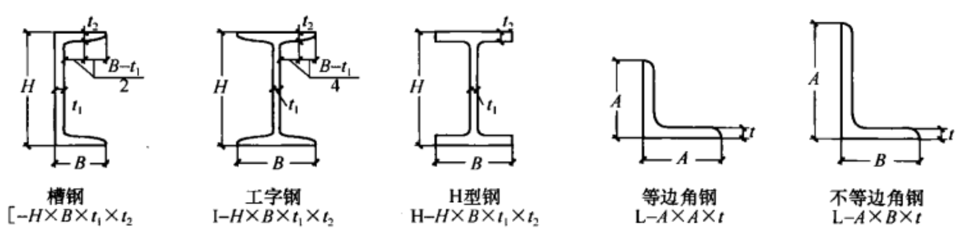


图-A1.8.1 型钢的形状及截面尺寸（出处7）

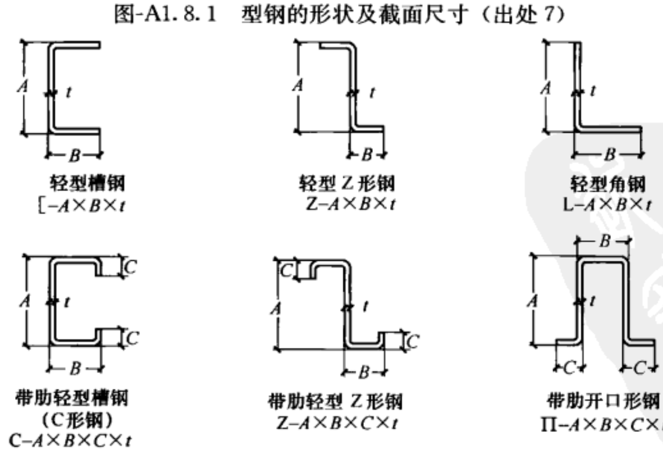


图-A1.8.2 轻型型钢的形状和尺寸表示（出处7）

出处

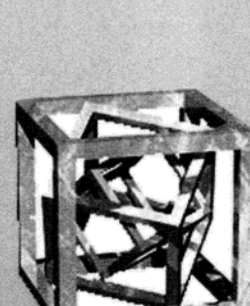
1　(社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007
2　新日本製鐵(株)：新日鐵の建築構造用 TMCP 厚鋼板 BUILTEN-HT325，355(1993.3 版)
3　(財)日本建築センター：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版)，2003
4　(社)日本鋼構造協会：JSSC No. 21，1996
5　鋼材倶楽部建築専門委員会/建設用鋼材研究会編：新しい建築構造用鋼材，(株)鋼構造出版，1998
6　(財)日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説，2003
7　日本鋼構造協会編：分かりやすい鉄骨の構造設計(第三版)，技報堂出版(株)

参考文献

1)　JIS G 3136 建築構造用圧延鋼材，解説，2005
2)　日本鋼構造協会編：分かりやすい鉄骨の構造設計(第三版)，技報堂出版(株)
3)　(財)日本建築センター：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版)，2003
4)　(社)日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説，1990
5)　(社)日本鋼構造協会：JSSC No. 21，1996
6)　新日本製鐵(株)：新日鐵の建築構造用 TMCP 厚鋼板 BUILTEN-HT325，355
7)　鋼材倶楽部建築専門委員会/建設用鋼材研究会編：新しい建築構造用鋼材，(株)鋼構造出版，2008
8)　(社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007

附录 2

钢结构制作



A2-1　焊接处的强度·延性确保和质量保证

平成 12 年 6 月建筑基准法修改并实施。钢结构部分有较大的变动，修改内容之一是规定了焊接部的容许应力以及材料强度的基准强度 F 值应与母材相同（令第 92 条，令第 98 条，告示 平 12 建告第 2464 号）。迄今为止的规定是：具有一定规模以上，并且有完善的制造设备和管理技术人员、焊接技术人员的钢结构构件加工厂的焊缝强度才能达到与母材同等强度，其他情况下只认可焊缝强度为母材强度的 90%。修改后的建筑基准法只认可有资质并能充分保证焊缝质量的钢结构加工厂。

焊接部分的强度·延性等有关质量保证的规定，钢结构连接部的拼接部分和关于梁柱节点域的结构方法在令第 67 条和告示 平 12 建告第 1464 号中阐述。其要点为：

① 焊接部分，不能存在裂纹、内部缺陷等对结构承载力上有影响的缺陷。

② 焊接部分不应存在错位、高低差、咬边等外部缺陷。

③ 使用能确保母材强度的焊接材料，在合适的条件下进行施工。

如更加通俗的表述，即①的项目内容是：使用类似超声波探伤检查的非破坏检查手法，对焊接部分有无割裂、内部气泡、焊接不良、矿渣混入等情况进行调查。当发现有害缺陷时必须进行补修至健全为止。②的项目内容是：在外观质量上必须对应力传递产生影响的焊接缺陷如错位、高低差等形状上的缺陷和焊道不整、咬边、重叠、表面气泡等进行管理。其中，因错位、高低差、咬边等直接影响焊接部的拼接强度，所以必须全数检查，当超过容许值时必须进行补修。最后的第③项内容是：选择适合母材强度的材料，并且为确保强度·延性而对焊接条件（预热温度、积层顺序、输入热量、焊道温度）进行必要的管理。因此，为了保证焊接部分的质量，钢结构构件制造加工厂必须具备上述担保①～③的工厂内部加工标准和检查标准。

A2-2　钢结构加工厂的等级（S，H，M，R，J）

为了确保焊缝具有与母材同等的强度和延性，必须确认钢结构加工厂的质量管理水平。本来应该根据需要并有必要对工厂进行实地审查。但工厂内部如有加工标准和检查标准以及管理和技术人员的确保，焊接部分的检查实施等状况可以事先审查，不用每一次都提出（建筑基准法施行规则第 1 条的 3 第 1 项第 1 号）。以上所述的体制是否适用，即是钢结构构件制作加工厂的认定制度（建筑基准法第 68 条的 26 第 3 项）。

工厂的认定制度是将钢结构加工厂的主要焊接管理水平分为 S、H、M、R、J 5 个基本等级。其细则如表-A2.2.1 所示，焊接对象的母材的钢材种类以及强度等级，板厚，焊接姿势等

也作了分类。与此相关联，制作加工管理人员、焊工以及必需的相应设备也有相关规定。

除此之外，一般钢结构以外的使用镀锌钢板的工厂和铁塔，不锈钢加工厂等有其他规定进行工厂认定。

表-A2.2.1　钢结构加工厂的等级和工作内容

等级	J	R	M	H	S
建筑规模	低层（3层以下）共计面积500m^{2}以下高度13m以下	中层（5层以下）共计面积3000m^{2}以下高度20m以下	中高层规模	高层规模	包含超高层的全部规模
使用钢材和板厚	400N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 16$mm	490N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 25$mm	490N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 40$mm	520N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 60$mm	没有限制具备使用钢材和焊接材料的合适工作条件，具有确保质量的生产管理体制
横贯通隔板	490N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 22$mm	490N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 32$mm	490N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 50$mm	520N/mm^{2}级钢板厚$t \leqslant 70$mm	
柱脚底板	400N/mm^{2}级75mm以下 SS400　50mm以下 490N/mm^{2}级50mm以下	400N/mm^{2}级75mm以下 SS400　50mm以下 490N/mm^{2}级50mm以下	板厚超过40mm时适当地进行预热	板厚超过60mm时适当地进行预热	
焊接工的资质	原则上平焊：SA-2F，A-2F 有横焊：SA-2H，A-2H	原则上平焊：SA-3F，A-3F 有横焊：SA-3H，A-3H	平焊：SA-3F，A-3F 横焊：SA-3H，A-3H	平焊：SA-3F，A-3F 横焊：SA-3H，A-3H 立焊：SA-3V，A-3V	
输入热量·焊道温度管理	400N/mm^{2}级的焊接材将钢板和钢管分开输入热量·焊道温度管理	400N/mm^{2}级，490N/mm^{2}级的焊接材将钢板和钢管分开输入热量·焊道温度管理	400N/mm^{2}级，490N/mm^{2}级的焊接材将钢板和钢管分开输入热量·焊道温度管理	400N/mm^{2}级，490N/mm^{2}级，520N/mm^{2}将钢板和钢管分开输入热量·焊道温度管理	

A2-3　钢结构构件制作的质量管理体系

A2-3-1　钢结构构件制作加工厂的组织管理

根据钢结构构件制作加工厂的规模大小，基本上应构成如图-A2.3.1的标准制作加工组织体制，设置实际制作加工的制造部和技术支持的生产技术部以及管理成品的质量管理部。与其平行设置的有总务部和销售部。进而，制作加工超高层建筑物钢构件的S级的规模厂家，要设置技术开发部或者研究所等部门，必须具备对新材料、新工法的技术开发能力。

首先，生产技术部担任预算，制作加工要领书的做成；加工图或者加工图的做成、确认；设计者的质疑·技术交底记录的做成；设计变更的对应；材料的计算和型材的购买等业务。此部门在工厂中处于非常重要的位置。这里，质量管理体系是指工程项目获取前和工程项目获取后的技术研讨会的组织中心，并从获取工程项目开始至最后提交制品为止的质量管理体制必须具有各部门的质量管理员并能彻底执行的管理系统。并且生产技术部还对加工图的标准、工厂内部加工标准、加工要领书的做成标准、外包管理标准以及工厂内部的各种标准进行编制，整理和修订管理。

制造部门拥有技术工人，进行实际的构件切割、加工，组建和终焊等作业。这里，作业指各个流程的工作，技术人员自主管理的重点以及必须交给下道工序的工作。与制造产品平行由质量管理部门对各工序要点进行管理，监视制品能顺利制作的同时，确认最终阶段的各种检查保证在容许范围内，并保存过程记录。

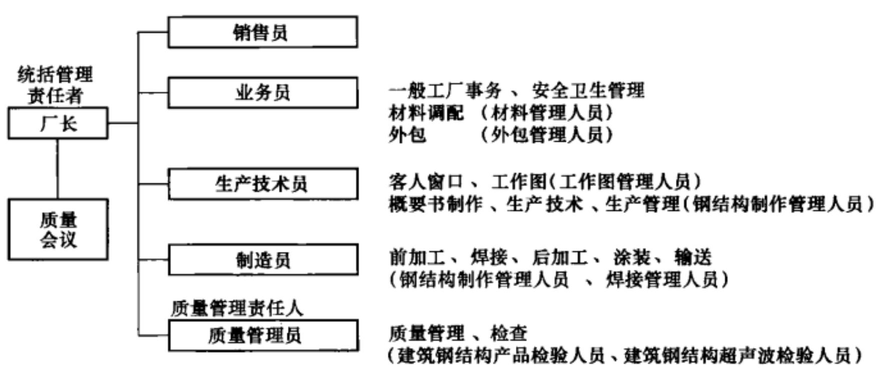


图-A2.3.1　钢结构加工厂的组织图例

A2-3-2　技术人员·技能人员的任务和合理配置

在钢结构构件制造加工厂里，质量管理推进中的质量管理总负责人的下级，应合理配置管理技术人员、管理责任人员以及焊接技术人员，即有钢结构制作加工的管理体制。首先，作为技术人员：

① 钢结构构件加工管理技术人员：应为具有钢结构构件制作加工的综合管理能力的钢结构构件加工管理技术人员或钢结构工程师。这里，钢结构制作管理工程师资质（一级）对高层建筑等的钢结构的质量、性能等具有结构上的判断能力；（二级）资质对中、低层建筑等的钢结构的质量、性能等具有能按照规范、规定进行结构上的判断能力。无论是一级还是二级资质都认为具有生产、质量管理上所必需的知识和技术。持有此资质的工程技术人员，可以担任制作加工厂的厂长等要职，或者担任预算·制作要领书编写，加工图以及加工图的制作、审核与设计人员的质疑、协议记录的编写，设计变更的对应等业务。除此之外，该类人员也可承担工厂内部标准的制定、整理、修改等任务。

② 焊接管理技术人员：在焊接技术知识和施工以及管理上有管理能力的技术人员，能

承担焊接结构物的生产以及焊接质量管理体制方案和生产工程流水线的构筑，即生产・质量・改善业务活动。在技术知识水平的等级上，分为特级、一级和二级。焊接管理技术人员可以参与钢结构制作加工厂的制作加工要领书的编写，决定标准的焊接作业条件，并分担焊接技能人员的教育・管理和焊接部分的质量管理等。H 等级以下的制作加工厂，允许由钢结构构件加工管理技术人员兼职焊接管理技术人员，S 等级的工厂必须要有专职的焊接管理技术人员。

③ 建筑超声波检查技术人员：关于建筑钢结构的超声波检查，认为其需具有制定检查方案・实施作业・解读结果的必要知识和技术，以及有判断是否合格的能力。且可以按照日本建筑学会，钢结构建筑焊接部分的超声波探伤检查标准制作距离振幅特性曲线，能进行钢结构焊接部分的超声波探伤试验并判断其是否合格。

④ 建筑钢结构构件产品检查技术人员：应掌握在建筑钢结构的必要检查项目中，除去超声波探伤检查以外的项目，包括检查方案的编写・作业的实施・解读结果所必需具备的知识和技术，并且具有判断是否合格能力的技术人员。同时担任焊接外观检查，制品精度检查业务。除此以外不存在国家注册的资质。在钢结构构件加工厂，应该任命：⑤ 加工图管理技术人员，⑥ 材料管理责任人员，⑦ 外包管理责任人员，并明确各管理人员的职能。

另外，技能人员为：⑧ 焊接技能人员：作为焊接方法，区分为电弧手工焊 MAG、半自动焊接（S）；根据坡口状况 V 形垫板使用（A）、V 形波（N）；由板厚的薄板 3.2mm（1）、中型厚度板 9mm（2）、厚板 25mm 以上（3）；根据焊接姿势的向下平焊接（F）、立向焊接（V）、横向焊接（H）、向上焊接（O）等各种资质。钢结构制作中，半自动焊接的中型厚度板或者厚板的向下或者横向焊接作业，一般应由持有 SA-2F，SA-2H，SA-3F，SA-3H 资质人员进行焊接作业。当然，不使用垫板的焊接，底侧补焊时必须要有 SN-2F，SN-2H，SN-3F，SN-3H 持有资质人员才能实施作业。当组合焊接和补修焊接为电弧焊时，必须持有 A-2F，A-2H，A-3F，A-3H 资质人员进行作业。立向焊接有上进和下进两种，一般采用自动焊，很少直接采用手工焊接。当使用机器人焊接时，预测今后会广泛增加，所以焊接机器人的性能认可和管理者的资质认可也已经开始。

A2-3-3 创造钢结构质量的各种工厂标准

在制作钢结构构件时，考虑工厂的制造设备、人力资源，整理出标准的制作顺序和表示质量管理方法，并且将通常的钢结构构件制作的流程让管理人员、技能人员周知，以确保质量等级。作为工厂标准有以下各种标准。

① 加工图制图标准。

② 制作加工要领书编制标准。

③ 工厂内部工作标准。

④ 工厂内部检查标准。

⑤ 外包业务管理标准。

A2-4　钢结构制作加工的流程

钢结构制作从订货开始至出制品的大概流程如图-A2.4.1 所示。各阶段的工程向下阶段移动时由责任方自由管理，并设置各工程阶段管理技术人员、管理责任人员进行监督管理。

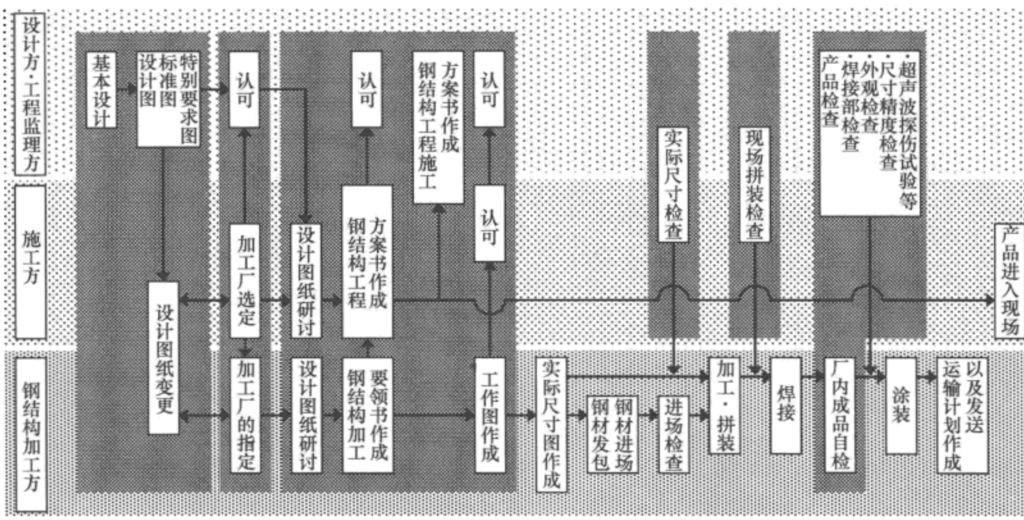


图-A2.4.1　钢结构加工制作的流程（出处 1 修改）

A2-4-1　加工图的制作和工厂制作加工要领书的认可

首先，从订货前的预算到订货后的技术研讨，进行设计要求质量的确认以及和设计人员的质疑、技术协调等相当重要。考虑制造工厂的设备、人力资源与工厂内部检查标准即标准的制作方法进行对照后，对技术上的难易程度进行判断。如果发现存在规格外的材料和特殊的施工方法，必须研讨对应方法。完成技术研讨后，根据制作要领书编成标准，编制制作加工要领书并进入加工图的制作。此阶段，协调记录、制作要领书以及加工图的认可最为重要。这里，设计没有完成以及频繁发生设计变更，会引起在钢结构制作工程中的追加材料订货的进货延期，重新设计，错误制作等情况发生。所以设计的完成度会给钢结构制作的质量带来直接的影响。

A2-4-2　主要材料的订货和质量管理

将钢材以及焊接材料在订货单上明确规格后进行订货，并且由材料管理负责人进行进货验收。同时必须对材料机械性能证明、合格证明书以及材料进行合适的保管和管理，型钢钢材的订货等，至交货有时会达到数月之久，所以必须引起注意。

A2-4-3　切断·加工的精度

对于厚度在 9mm 以下的钢板和轧制型钢，根据情况通过锯床和自动切割机等剪切机械进行切割。切断尺寸以及切面的精度要求如表-A2.4.1 所示。有必要考虑构件的端部在焊接时所发生的焊接收缩量的长度。高强度螺栓的摩擦面，必须按照开孔、清除卷边、摩擦面的处理的顺序进行。对于通常的钢结构的焊接其连接部分的标准坡口部分，作为在加工图上的详细尺寸如表-A2.4.2 所示。标准坡口角度为 35°，板厚加大时，有时也采用狭型坡口焊缝。此时，有必要进行确切的技术管理。最近，25°的坡口使用逐渐增多。

梁端和柱的连接焊接部分，为了减小腹板工艺孔的应力集中状况，改良工艺孔方法得到开发，现在不设置工艺孔的施工方法已渐渐成为主流。

表-A2.4.1　切断面的精度（出处 2）

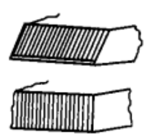
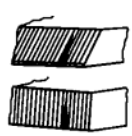
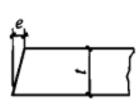
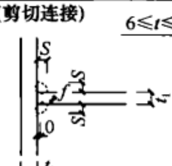
名　称	图	管理容许误差	极限容许误差
切断面的粗糙度		坡口内 100μmR_z以下 自由端 100μmR_z以下	坡口内 100μmR_z以下 自由端 100μmR_z以下
切断面的凹口深度 *d*		坡口内 $d\leqslant0.5$mm 自由端 $d\leqslant0.5$mm	坡口内 $d\leqslant1$mm 自由端 $d\leqslant1$mm
截断面的直角度 *e*		$t\leqslant40$mm　$e\leqslant1$mm $t>40$mm　$e\leqslant t/40$ 并且 $e\leqslant1.5$mm	$t\leqslant40$mm　$e\leqslant1.5$mm $t>40$mm　$e\leqslant1.5t/40$ 并且 $e\leqslant2$mm

表-A2.4.2　焊接标准图

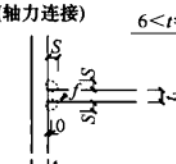
贴角焊缝

(剪切连接)　6≤*t*≤6



t_1,t_2中较小者		6	~9	~12	~16
S	剪切连接	6	8	10	13

(轴力连接)　6<*t*≤6



t_1,t_2中较小者		6	~9	~12	~16
S	轴力连接	8	11	14	16

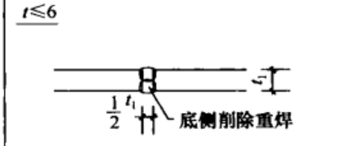


t_1,t_2中较小者	6	9	12	16
S	5	7	9	12

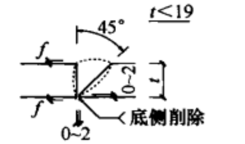
续表

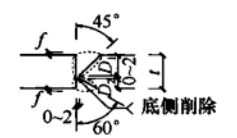
完全焊透型(底侧削除重焊)

$t \leqslant 6$



$t<19$

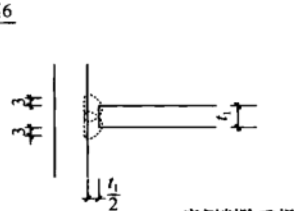




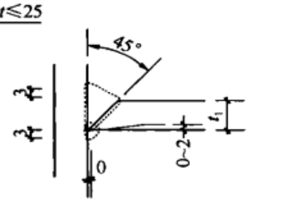
t	19	22	25	28	32	36	40
D_1	14	16	18	20	22	24	26
D_2	5	6	7	8	10	12	14

完全焊透型(底侧削除重焊)

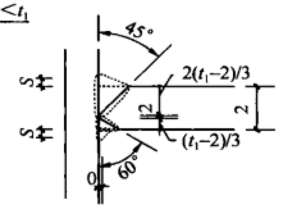
$t_1 \leqslant 6$



$6 \leqslant t \leqslant 25$

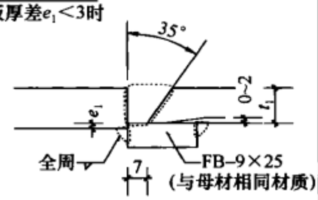


$25<t_1$

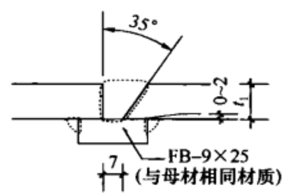


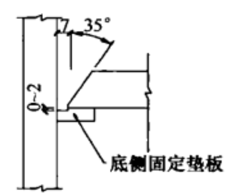
完全焊透型(底侧固定垫板)

两侧板厚不同时
板厚差 $e_1<3$ 时



两侧板厚相同时





A2-4-4　组装焊接和组装精度

钢结构中传递应力的主要焊接应采用完全焊透型焊缝。当板厚较大时，应采取多层、多途径的焊接形式。因为初层焊接容易存在裂纹的缺陷，所以必须实施底侧凿开，采用重新焊接的完全焊透型焊接方法。但因为许多节点构造不能在焊接部分底侧实施焊缝凿去作业，重新施焊而使用底侧垫板来省略底侧部分的焊接。进而，为了排除焊接始末端部的缺陷而设置两侧焊接端板。在进入终焊之前固定连接构件位置，对底侧垫板和两侧端板进行初期拼装焊接。因其为点焊，所以应引起注意。按图-A2.4.2 所示在焊接位置充分注意，避免咬边等缺陷的发生。

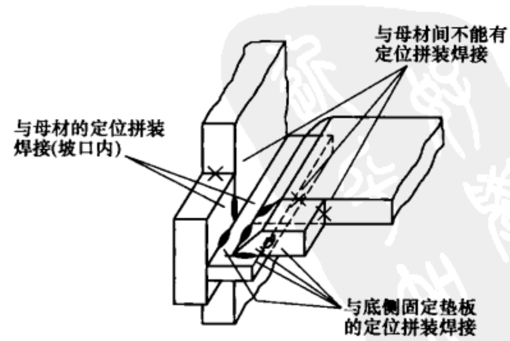
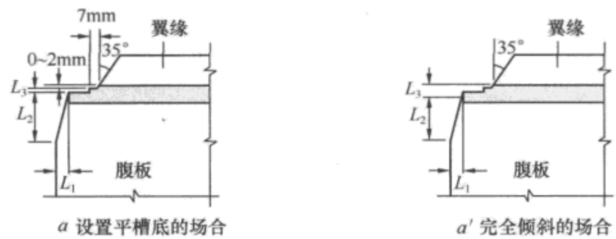


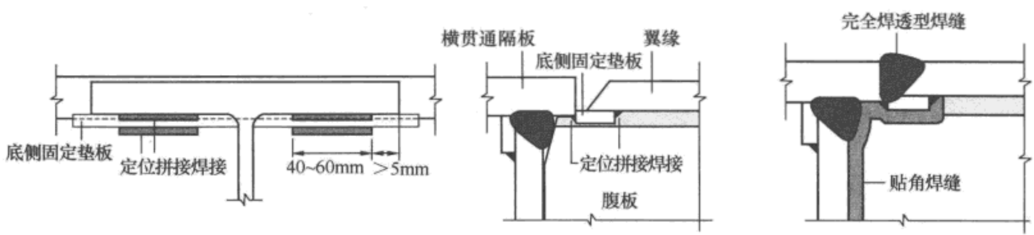
图-A2.4.2　梁翼缘侧端板的连接（出处 3）

箱形截面柱包括方钢管和轧制 H 型钢的节点域焊接部分，无工艺加工孔例如图-A2.4.3所示；改良工艺加工孔例如



*： L_1 和 L_2 取节点域节点板和横贯通隔板相互不干涉的尺寸。
**： L_3 取与横贯通隔板相互不干涉的尺寸。

(a)



(b) (c)

图-A2.4.3 梁贯通形式时的H型钢梁的梁柱连接节点域焊接部（腹板无工艺加工孔工法）（出处3）

(a) 坡口加工；(b) 底侧固定垫板的连接和定位拼接焊接；(c) 完全焊透型焊缝和贴角焊缝

图-A2.4.4所示。

在进入终焊前的初期组装精度是左右最终制品检查时的尺寸精度和焊接外观检查成绩的重要部分。特别是，在告示中规定的“连接部分的错位”和“完全焊透型连接焊缝左右的高低差”部分，初期组装阶段其精度如果不能保证在容许范围内，终焊完成后误差不可能挽回。所以，临时组装精度的管理相当重要。

根据日本建筑学会的钢结构精度测定指南，“连接部分的错位”和“完全焊透型连接焊缝左右的高低差”的管理值定为合格判定的基本容许极限差的2/3为容许管理值，并且以此为管理的目标（参照表-A2.4.3和表-A2.4.4）。在初期组装中组装的尺寸误差实际上是如何分布的，没有足够的数据分析是无法判定的，暂假定其为正态分布。这里，如果100%的制品在容许极限误差之内，那么在容许极限误差的约2/3范围内，应该一定已包括了约95%的制品。因此决定管理容许误差，作为容许极限误差以外的不合格品当然要重新制作，当超过管理容许误差达到容许极限误差内产品的5%以上时，其制作工程本身必须重新考虑，进行必要的改善。告示 平12建告第1464号也规定了钢结构的连接拼接部分或者连接部分的错位，高度差的限制值，因为是参照上述的日本建筑学会的钢结构精度测定指南所决定的，所以其容许极限误差是相同的（参照第5章 图-5.2.1）。

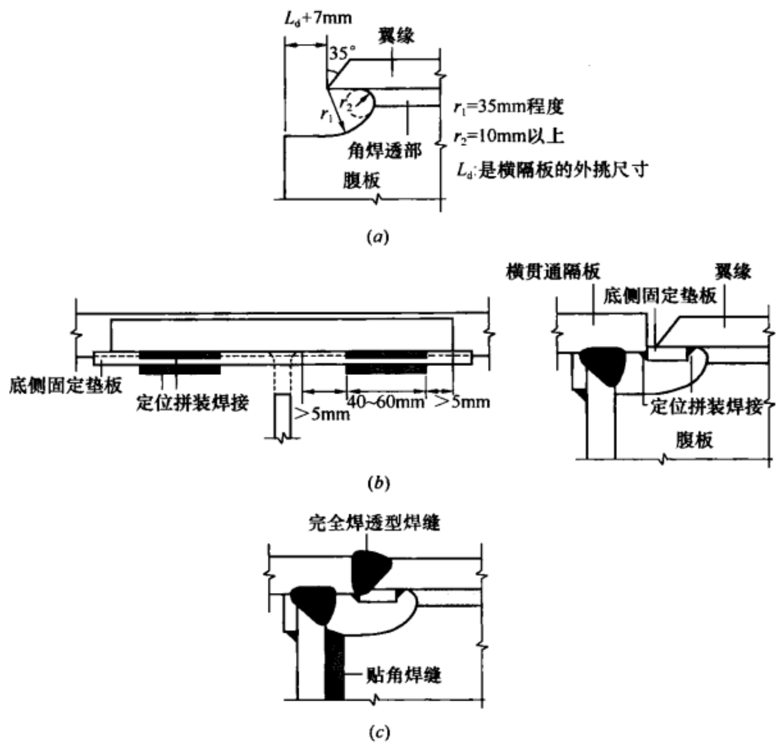
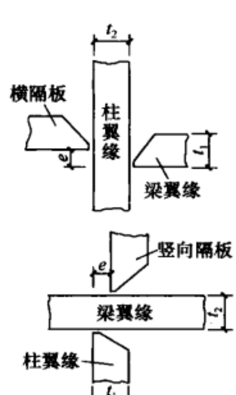
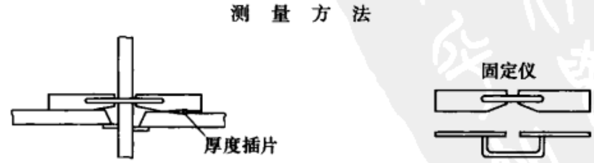


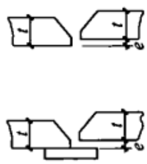
图-A2.4.4 梁贯通形式时的 H 型钢梁的梁柱连接
节点域焊接部（腹板有改良工艺加工孔工法）（出处 3）
（a）坡口、工艺孔加工；（b）底侧固定垫板的连接和定位拼接焊接；
（c）完全焊透型焊缝和贴角焊缝

表-A2.4.3 焊接节点的错位（出处 2）

<table>
<tr><th>图</th><th>容许错位管理值</th><th>极限容许值</th><th>测量工具</th></tr>
<tr><td rowspan="2">
</td><td>$t_1 \geqslant t_2$
$e \leqslant 2 \cdot t_1/15$ 并且 $e \leqslant 3$mm
$t_1 < t_2$
$e \leqslant t_1/6$ 并且 $e \leqslant 4$mm</td><td>$t_1 \geqslant t_2$
$e \leqslant t_1/5$ 并且 $e \leqslant 4$mm
$t_1 < t_2$
$e \leqslant t_1/4$ 并且 $e \leqslant 5$mm</td><td>测量仪
卷尺
厚度插片
固定仪</td></tr>
<tr><td colspan="3">测　量　方　法


对方钢管截面柱等封闭型截面，必须设置能在表面确认封闭内部横隔板深度位置的方法</td></tr>
</table>

表-A2.4.4　坡口焊缝的高度差（出处2）

图	容许高度差管理值	极限容许差	测量仪器
	$t\leqslant15$mm　$e\leqslant1$mm $t>15$mm $e\leqslant t/15$ 并且 $e\leqslant2$mm	$t\leqslant15$mm　$e\leqslant1.5$mm $t>15$mm $e\leqslant t/10$ 并且 $e\leqslant3$mm	金属直角尺 金属长尺 厚度插片 焊接器具
	测　量　方　法  		

A2-4-5　终焊

在钢结构制作加工中使用的焊接方法，有手工电弧焊（也称手工焊），二氧化碳气体半自动电弧焊（MAG焊接），气体保护电弧焊，埋弧焊等形式。其中最基本的是使用焊条的手工电弧焊，但因为焊条较短需经常更换。为此，开发了使用长焊丝的半自动电弧焊。作为电弧的护罩而使用二氧化碳气体。焊丝能自动供给，因为与手工焊作业没有变化，所以称为半自动电弧焊。半自动焊因为电弧焊由二氧化碳气体屏蔽所以有风时较弱。当在室外时应采取防风装置等必要措施。半自动电弧焊当仅使用二氧化碳气体作为屏蔽时称为二氧化碳电弧焊接，当仅使用惰性气体氦和氩等作为屏蔽气体时称为MIG焊接（MIG焊接：Metal inert gas welding）；当混合使用惰性气体和二氧化碳时称为MAG焊接（MAG焊接：Metal active gas welding）。

由于二氧化碳半自动焊接时所用焊接材料是根据表-A2.4.5所示母材的种类和屏蔽气体的组合而定，所以必须采用合适的组合。并且，为确保焊接部分的强度和韧性，控制焊接条件对热量输入进行管理。必须对焊接姿势，预热，层数、焊道数，输入热量、焊道间温度进行管理，决定积层顺序是管理上最为重要的。对张拉强度400N/mm^{2}级的母材中使用二氧化碳手工电弧焊的YGW11（Si-Mn系列）居多。而对张拉强度490N/mm^{2}级的母材中，使用高强度的YGW18（Mn-Ti-B系列），热量输入和焊道间温度的上限条件比YGW11更缓和（参照表-A2.4.6）。

表-A2.4.5　焊接材料与母材钢种组合（JIS Z 3312）（出处3）

金属的种类	屏蔽气体	主要适用钢材
YGW11 YGW12 YGW13 YGW14	二氧化碳(CO_2)	低碳钢及张拉强度490N/mm^{2}级高强度钢
YGW15 YGW16 YGW17	80%氩-20%二氧化碳的混合气体(80Ar-20CO_2)	
YGW18	二氧化碳(CO_2)	张拉强度490N/mm^2，520N/mm^{2}和540N/mm^{2}级高强度钢
YGW19	80%氩-20%二氧化碳的混合气体(80Ar-20CO_2)	

续表

金属的种类	屏蔽气体	主要适用钢材
YGW21 YGW22	二氧化碳(CO_2)	张拉强度 590N/mm^{2}级高强度钢
YGW23 YGW24	80%氩-20%二氧化碳的混合气体(80Ar-20CO_2)	

备注　上表中的金属种类记号如下所示

例　Y　GW　21

21 ——— 屏蔽气体，主要的适用钢种及金属的化学成分

GW ——— 焊药

Y ——— 焊接金属

A2-4-6　焊道间温度管理和焊接金属的强度、韧性

半自动电弧焊（MAG 焊接）是一种熔融连接，即是焊接金属在熔融金属和在电弧热下发生熔融的母材的金属间稀释、融合后并冷却形成焊接部分，从 500℃至 800℃的冷却速度决定其焊接金属的再结晶的微粒组织的特性。

在较厚母材的初期组装焊接时，极端的点焊作业会在急剧冷却下形成马丁体的硬化组织，成为低温开裂和韧性降低的原因。此时，焊接金属会变得颗粒粗大，发生不能确保强度和韧性状态。通过整理上述倾向的输入热量和焊道间温度，得知输入热量越大，焊道间温度越高，冷却速度越慢。为了回避此种状态，焊接输入热量和焊道间的管理一般按以下公式进行。

这里，焊接热量（H：J/cm）由下式求解。

$$H=\frac{60\times E\times I}{v} \tag{A2.4.1}$$

其中，E 为电弧电压（V），I 为焊接电流（A），v 为焊接速度（cm/min）。

这里举例，设定半自动电弧焊使用焊丝 YGW11 的直径为 1.2mm，焊接电流（280～350A），电弧电压（30～36V），焊接速度（25～50cm/min）的范围内最严格的条件，根据公式（A2.4.1）算出输入热量约为 30kJ/cm。

当沿着焊缝进行叠层焊接时的方向和过程称为焊道。某一中间阶段的焊道结束，下阶段焊道开始时的温度称为焊道温度。作为焊道间温度管理点，取有坡口侧钢板的宽度中央且距离坡口肩气垫为 10mm 的地方。关于焊接材料的 JIS 规格（JIS 3312—1999）的解说中规定输入热量·焊道间温度的具体的管理值。钢结构构件加工厂也就是根据此规格进行管理的（表-A2.4.6 以及表-A2.2.1）。但焊接质量不仅仅对其强度以及韧性，输入热量·焊道间的管理，亦是根据焊接材料，积层方法，气体的屏蔽（气体流量，电弧长度，坡口形状），连接拼接形状（十字形，T 形，完全焊透型）而变化。特别是多层多焊道的焊接，如照片-A2.4.1 所示焊接金属的初始焊接点在



照片-A2.4.1　多层多焊道焊接时的再热部分（照片以底片状态表现）

终焊的焊道后形成再热部分，变得相当复杂。尤其在厚板以及焊接宽度较大时，如输入热量在规定以内也推荐最终表面的焊接采用多焊道焊缝。

表-A2.4.6　焊接材料和输入热量・焊道温度（出处 3）

<table>
<tr><th>钢材种类</th><th>焊接材料</th><th>输入热量(kJ/cm)</th><th>焊道温度(℃)</th></tr>
<tr><td rowspan="5">400N/mm²级钢</td><td>JIS Z 3312</td><td rowspan="5">40 以下</td><td rowspan="5">350 以下</td></tr>
<tr><td>YGW-11,15</td></tr>
<tr><td>YGW-18,19</td></tr>
<tr><td>JIS Z 3315</td></tr>
<tr><td>YGA-50W,50P</td></tr>
<tr><td rowspan="5">490N/mm²级钢</td><td>JIS Z 3312</td><td>40 以下</td><td>350 以下</td></tr>
<tr><td>YGW-11,15</td><td>30 以下</td><td>250 以下</td></tr>
<tr><td>YGW-18,19</td><td>40 以下</td><td>350 以下</td></tr>
<tr><td>JIS Z 3315</td><td rowspan="2">40 以下</td><td rowspan="2">350 以下</td></tr>
<tr><td>YGA-50W,50P</td></tr>
<tr><td rowspan="2">400N/mm²级的
STKR・BCR・BCP</td><td>YGW-11,15</td><td>30 以下</td><td>250 以下</td></tr>
<tr><td>YGW-18,19</td><td>40 以下</td><td>350 以下</td></tr>
<tr><td>490N/mm²级的
STKR・BCP</td><td>YGW-18,19</td><td>30 以下</td><td>250 以下</td></tr>
</table>

A2-4-7　成品检查

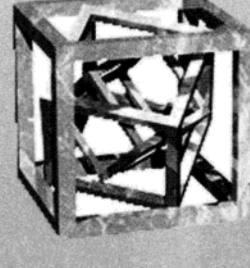
钢结构构件在加工、焊接、矫正完成后，在发包者的确认下进行成品检查。这里也包括焊接部分的检查以及尺寸精度的检查。首先，焊接的检查分为外观检查和内部检查。外观检查是对焊缝不整、错位、高度差、咬边等有无发生的检查。特别是对错位、高度差、咬边要进行全数检查，对有疑问的地方用测量仪进行测量，确认其是否在告示所决定的容许极限误差值以内。焊接的内部缺陷（开裂和焊接不良）通过超声波检查评定是否满足要求。关于尺寸精度是指主要柱构件的长度、层高、柱截面高度，梁柱连接节点域高度和长度；大梁为长度，梁截面高度等全数检查，是否满足日本建筑学会的钢结构测量指南所规定的容许极限值并做记录。上述作业，应由前节所述的建筑超声波检查技术人员以及建筑钢结构成品检查技术人员通过合适的测量方法进行并做好测量记录。

出处・参考文献

1　(社)日本鋼構造協会编：実例でわかる工作しやすい鉄骨設計(第 3 版)，技報堂出版(株)
2　(社)日本建築学会：鉄骨精度測定指針，2007
3　(社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007

附录 3

基本事项的解说



A3-1　荷载系数·承载力系数设计法

荷载·外力的大小以及建筑物的承载力是如何分布的，虽然是未知数，但是其平均值和标准偏差是可以知道的。这里，假设以下破坏条件：

R：建筑物的承载力，R_m：承载力的平均值，σ_R：承载力的标准偏差

S：建筑物的荷重，S_m：荷载的平均值，σ_S：荷载的标准偏差

$$R-S<0 \tag{A3.1.1}$$

公式成立。并且，安全余量（M）用下式定义。

$$M=R-S \tag{A3.1.2}$$

进而，假设安全指标为 β 并导入公式。

$$M_m \geqslant \beta \cdot \sigma_M \tag{A3.1.3}$$

M_m：安全余量的平均值 σ_M：安全余量的标准偏差

其中，R 和 S 是独立的，在公式（A3.1.1）中适用一次近似二次弯矩法，

$$M_m \approx R_m - S_m \quad 以及 \quad \sigma_M \approx \sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2} \approx (\alpha_R\sigma_R+\alpha_S\sigma_S)$$

结果　$\phi_R \cdot R_m \geqslant \gamma_S \cdot S_m$　(A3.1.4)

$\phi_R=(1-\beta\alpha_R\Omega_R)$：承载力系数，$\gamma_S=(1+\beta\alpha_S\Omega_S)$：荷载系数　(A3.1.5)

$\Omega_R=\dfrac{\sigma_R}{R_m}$，$\Omega_S=\dfrac{\sigma_S}{S_m}$：变动系数，$\alpha_R$，$\alpha_S$：分离系数

$$\phi_R \cdot \phi_N \cdot R_N \geqslant \gamma_S \cdot \gamma_N \cdot S_N \tag{A3.1.6}$$

其中，$\phi_N=\dfrac{R_m}{R_N}$，$\gamma_N=\dfrac{S_m}{S_N}$，$R_N$：承载力的公称值，$S_N$：荷载的公称值

由公式（A3.1.5），可知承载力系数 ϕ_R 是比 1.0 小的数值，荷载系数 γ_S 是比 1.0 要大的数值。当安全指标 β 取大的时候，荷载和承载力的散乱较大，其结果与 1.0 的差也将较大。

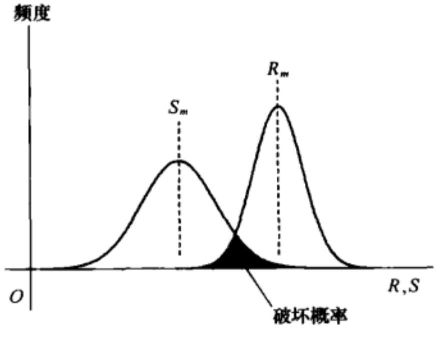


图-A3.1.1　破坏条件

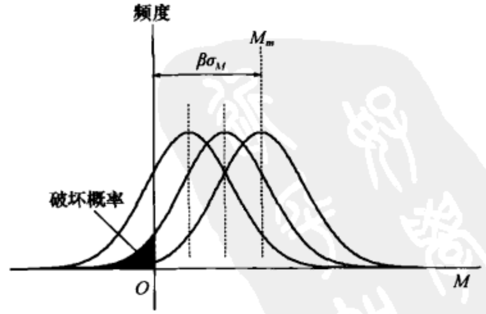


图-A3.1.2　安全指标

A3-2 质点系振动模型和反应谱

地震反应谱

对于地震波，地震加速度 $\ddot{y}_0(t)$ 以单自由度体系的振动方程式由下式给出。

$$\ddot{y}+2h\omega\dot{y}+\omega^2 y=-\ddot{y}_0 \tag{A3.2.1}$$

这里，h 为衰减系数，$\omega=2\pi/T$(T：固有周期)。方程解为

$$\dot{y}(t)=-\frac{1}{\omega'}\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-h\omega(t-\tau)}\sin\omega'(t-\tau)d\tau \tag{A3.2.2}$$

$$\omega'=\omega\sqrt{1-h^2}$$

对地震作用下各自的速度以及绝对加速度反应是，

$$\dot{y}(t)=-\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-h\omega(t-\tau)}\cos\omega'(t-\tau)d\tau+\underbrace{\frac{h}{\sqrt{1-h^2}}\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-h\omega(t-\tau)}\sin\omega'(t-\tau)d\tau}_{-h\omega y(t)} \tag{A3.2.3}$$

$$\ddot{y}(t)+\ddot{y}_0(t)=-2h\omega\dot{y}-\omega^2 y=\frac{1-2h^2}{\sqrt{1-h^2}}\omega\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-h\omega(t-\tau)}\sin\omega'(t-\tau)d\tau$$
$$+2h\omega\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-h\omega(t-\tau)}\cos\omega'(t-\tau)d\tau \tag{A3.2.4}$$

有关地震的最大变形与固有周期 T 以及衰减系数 h 成函数关系，由以下公式表示。

$$|y(T,h,t)|\max=\frac{T'}{2\pi}\left|\int_0^t \ddot{y}_0(\tau)e^{-\frac{2\pi h}{T}(t-\tau)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\tau)d\tau\right|\max$$

$$T'=T/\sqrt{1-h^2}=2\pi/\omega' \tag{A3.2.5}$$

固有周期 T 用质量 m 和刚度 k 来表示。

$$T=2\pi\sqrt{m/k} \tag{A3.2.6}$$

将上式加以整理后，

$$T=\frac{2\pi}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{mg}{k}}\approx\frac{1}{5}\sqrt{\delta} \tag{A3.2.7}$$

其中，g 为重力加速度（980cm/s²），δ 为自重在振动方向的变形挠度（单位 cm）。公式（A3.2.7）表示了建筑物的固有周期和变形挠度的关系，称为重力方程式。

对于地震，以衰减系数 h 为参数，横轴代表固有周期，竖轴代表最大变形反应值的图称为位移反应谱（displacement response spectrum）。同样，以速度和绝对加速度的最大反应值来表示的图各自称为速度反应谱（velocity response spectrum）和加速度反应谱（acceleration response spectrum）。

在实用上，位移、速度和加速度反应谱由以下公式表示。

$S_D = y_{\max}$：位移反应谱 (A3.2.8)

$S_V = \omega S_D \approx \dot{y}_{\max}$：速度反应谱 (A3.2.9)

$S_A = \omega^2 S_D = \omega S_V \approx (\ddot{y} + \ddot{y}_0)_{\max}$：加速度反应谱 (A3.2.10)

以上公式中的 S_V 以及 S_A 不是真正的最大反应值而是近似值。以上称为虚拟速度（pseudo-velocity）反应谱，虚拟加速度（pseudo-acceleration）反应谱。

A3-3 多质点体系模型的固有周期和振型矩阵

没有衰减的多自由度体系的自由振动方程式由以下公式表示。

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \tag{A3.3.1}$$

其解可以用下式表示。

$$\{y\} = \{u\}e^{-i\omega t} \tag{A3.3.2}$$

通过以上 2 式变换后，得到

$$(-\omega^2[M] + [K])\{u\} = \{0\} \tag{A3.3.3}$$

为了满足此公式求解 ω^2 以及 $\{u\}$ 问题，称为一般固有值问题（generalized eigenvalue problem）。为了求解同次方程式的 $\{u\} = \{0\}$ 以外的解，$\{u\}$ 的系数的行列必须不为零。

$$|-\omega^2[M] + [K]| = 0 \tag{A3.3.4}$$

这里，关于 ω^2 是高次方程式，根据自由度的 N 个数决定其固有值 ${}_1\omega^2, {}_2\omega^2, \cdots, {}_N\omega^2$。从 ω_1 开始顺序为 ${}_1\omega, {}_2\omega, \cdots, {}_N\omega$ 的 1 次，2 次，…，N 次称为固有正弦振动数。对各 ${}_s\omega$，为了满足公式（A3.3.3）的矩阵 $\{u\}$，根据某种比例关系决定的系数。$\{{}_1u\}, \{{}_2u\}, \cdots, \{{}_Nu\}$ 以及其 1 次，2 次，…，N 次称为固有矩阵（eigenvector）或固有振型（normal mode）。

固有矩阵的值仅根据其比例就能决定，为了表示此性质一般按以下公式进行。

$$\{{}_su\}^T[M]\{{}_su\} = \sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_su_i^2 = 1 \tag{A3.3.5}$$

固有矩阵 $\{{}_su\}$ 以列为表示的方阵矩阵 $[U]$ 称为振型矩阵（mode matrix）。

$$[U] = [\{{}_1u\}, \{{}_2u\}, \cdots, \{{}_Nu\}] = \begin{bmatrix} {}_1u_1 & {}_2u_1 & \cdots & {}_Nu_1 \\ {}_1u_2 & {}_2u_2 & \cdots & {}_Nu_2 \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ {}_1u_N & {}_2u_N & \cdots & {}_Nu_N \end{bmatrix} \tag{A3.3.6}$$

在 N 自由度体系中有 N 个的 N 元固有矩阵，因为其为相互之间呈独立的矩阵，所以作为体系中的任意的状态，可以用 N 元矩阵 $\{w\}$ 和 N 个固有矩阵的线性和来表示。

$$\begin{aligned}\{w\} &= {}_1\alpha \cdot \{{}_1u\} + {}_2\alpha \cdot \{{}_2u\} + \cdots + {}_N\alpha \cdot \{{}_Nu\} \\ &= \sum_{s=1}^{N} {}_s\alpha \cdot \{{}_su\} = [U]\{\alpha\}\end{aligned} \tag{A3.3.7}$$

利用固有矩阵的直交性，能很容易求解系数 ${}_s\alpha$。

PDG

$$ {}_s\alpha = \frac{\{{}_su\}^T[M]\{w\}}{\{{}_su\}^T[M]\{{}_su\}} \tag{A3.3.8} $$

A3-4 多质点体系振动模型的地震反应

对地震的运动方程式中考虑衰减时，

$$ [M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M]\{1\}\ddot{y}_0 \tag{A3.4.1} $$

将其解作为

$$ \{y\} = \sum_{s=1}^{N}\{{}_su\}\cdot {}_sq(t) = [U]\{q\} \tag{A3.4.2} $$

并代入公式（A3.4.1），就得到关于 ${}_sq$ 的 N 个方程式

$$ {}_s\ddot{q} + 2{}_sh\cdot{}_s\omega\cdot{}_s\dot{q} + {}_s\omega^2\cdot{}_sq = -{}_s\beta\cdot\ddot{y}_0,\ s = 1\sim N \tag{A3.4.3} $$

$$ {}_s\beta = \frac{\{{}_su\}^T[M]\{1\}}{\{{}_su\}^T[M]\{{}_su\}} = \sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_su_i \Big/ \sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_su_i^2 \quad ([M];\text{对角}) \tag{A3.4.4} $$

${}_s\beta$ 为刺激系数（participation factor），${}_s\beta\{{}_su\}$ 称为刺激函数（participation vector），其要素是全部为 1 的矩阵 {1}，与 s 次固有振型成分相当，并且是固定值

$$ \{1\} = {}_1\beta\cdot\{{}_1u\} + {}_2\beta\cdot\{{}_2u\} + \cdots + {}_Nu\cdot\{{}_Nu\} = \sum_{s=1}^{N}{}_s\beta\cdot\{{}_su\} \tag{A3.4.5} $$

因此关于各层，所有的次数的刺激函数的和等于 1。

$$ \sum_{s=1}^{N}{}_s\beta\cdot{}_su_i = 1,\quad i = 1\sim N \tag{A3.4.6} $$

将公式（A3.4.3）的解代入公式（A3.4.2）后，可以得到用反应 ${}_sq_0(t)$ 来表现地震 $\ddot{y}_0$ 的公式。

$$ {}_sq(t) = {}_s\beta\cdot{}_sq_0(t) \tag{A3.4.7} $$

$$ {}_s\ddot{q}_0(t) + 2\,{}_sh\cdot{}_s\omega\cdot{}_s\dot{q}(t) + {}_s\omega^2\cdot{}_sq_0(t) = -{}_s\ddot{y}_0(t) \tag{A3.4.8} $$

此时，对地震的解可以用下式表示。

$$ \{y(t)\} = \sum_{s=1}^{N}{}_s\beta\cdot\{{}_su\}\cdot{}_sq_0(t) \tag{A3.4.9} $$

这里，

$$ {}_sq_0(t) = -\frac{1}{{}_s\omega'}\int_0^t \ddot{y}_0(t)e^{-{}_sh{}_s\omega(t-\tau)}\sin{}_s\omega'(t-\tau)d\tau \tag{A3.4.10} $$

各次的固有振动由固有周期 ${}_sT = 2\pi/{}_s\omega$ 和衰减常数 ${}_sh$ 来决定，位移、速度以及加速度反应通过与 1 次自由度反应的重合来求解。

建筑物的基底剪力 V_B 分解为下式的固有振型。

$$ \begin{aligned} V_B &= \sum_{i=1}^{N} m_i(\ddot{y}_i + \ddot{y}_0) = \sum_{i=1}^{N} m_i \sum_{s=1}^{N}{}_s\beta\cdot{}_su_i({}_s\ddot{q}_0 + \ddot{y}_0) \\ &= \sum_{s=1}^{N}{}_s\overline{M}\cdot({}_s\ddot{q}_0 + \ddot{y}_0) \end{aligned} \tag{A3.4.11} $$

其中，
$$ {}_s\overline{M}=(\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i)\cdot{}_s\beta=\frac{(\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i)^2}{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i^2}={}_s\beta^2\cdot{}_sM $$
$$ ={}_s\beta\{{}_su\}^T[M]_s\beta\{{}_su\} \tag{A3.4.12} $$

在公式（A3. 4. 11）中，基底剪力 V_B 是通过加上各次振型的加速度反应（${}_s\ddot{q}_0+\ddot{y}_0$）以及其振型的等效质量（equivalent mass）${}_s\overline{M}$ 的乘积来表现的。并且 ${}_s\overline{M}$ 满足以下公式的关系。

$$ \sum_{i=1}^{N}m_i=\{1\}^T[M]\{1\}=\sum_{s=1}^{N}\{1\}^T[M]_s\beta\{{}_su\}=\sum_{s=1}^{N}{}_s\overline{M} \tag{A3.4.13} $$

将建筑物基础的倾覆弯矩 M_B 分解成固有振型。

$$ M_B=\sum_{i=1}^{N}m_iH_i(\ddot{y}_i+\ddot{y}_0)=\sum_{i=1}^{N}m_iH_i\sum_{s=1}^{N}{}_s\beta\cdot{}_su_i({}_s\ddot{q}_0+\ddot{y}_0) $$
$$ =\sum_{s=1}^{N}{}_s\overline{M}\cdot{}_s\overline{H}({}_s\ddot{q}_0+\ddot{y}_0) \tag{A3.4.14} $$

其中，
$$ {}_s\overline{H}=\frac{(\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i\cdot H_i)\cdot{}_s\beta}{{}_s\overline{M}}=\frac{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i\cdot H_i}{\sum_{i=1}^{N}m_i\cdot{}_su_i} \tag{A3.4.15} $$

在公式（A3. 4. 15）的倾覆弯矩 M_B，是通过用各次加速度反应（${}_s\ddot{q}_0+\ddot{y}_0$）和等效质量 ${}_s\overline{M}$ 以公式（A3. 4. 15）的等效高度（equivalent height）${}_s\overline{H}$ 的乘积来表现的。${}_s\overline{H}$ 满足以下关系。

$$ \sum_{i=1}^{N}m_iH_i=\{H\}^T[M]\{1\}=\sum_{s=1}^{N}\{H\}^T[M]\{{}_su\}\cdot{}_s\beta $$
$$ =\sum_{s=1}^{N}(\sum_{i=1}^{N}m_iH_i\cdot{}_su_i)\cdot{}_s\beta=\sum_{s=1}^{N}{}_s\overline{M}\cdot{}_s\overline{H} \tag{A3.4.16} $$

关于 1 次振型，经常使用如图-A3. 4. 1（*b*）所示的模型。

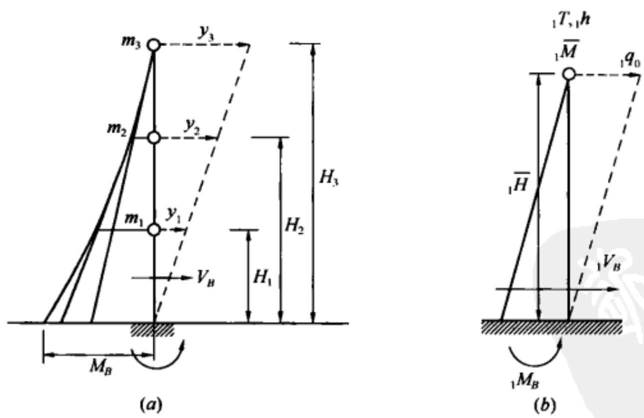


图-A3. 4. 1　1 次振型的等效高度（出处 1）

（*a*）多质点系的抗倾覆弯矩计算模型；（*b*）等价单质点系的抗倾覆弯矩计算模型

A3-5 地震的震级和烈度

A3-5-1 震级

地震根据其发生规模的大小，分类为大地震（$M\geqslant 7$）；中地震（$5\leqslant M<7$）；小地震（$3\leqslant M<5$）；微小地震（$1\leqslant M<3$）；极微小地震（$M<1$）。大地震里，特别是 $M8$ 程度以上的地震称为巨大地震（参照表-A3.5.1）。1960 年的智利地震和 1964 年的阿拉斯加地震是最大规模 M9 等级的地震。所谓震级，是以地震规模大小的尺度来表示，1935 年由里氏（Richter）定义，从震源距离 100km 的地点设置当时的标准地震仪所记录摇晃的最大振幅以微米（μm）单位表示，并将其对数作为震级（M）。在日本，气象厅震级是通过以下公式求得。

$$M_j=0.5\log(A_n^2+A_e^2)+1.73\log\Delta-0.83\quad H<61\text{km} \tag{A3.5.1a}$$

$$M_j=0.5\log(A_n^2+A_e^2)+\beta_D(\Delta,H)\quad H\geqslant 61\text{km} \tag{A3.5.1b}$$

这里，A_n 为南北方向的最大振幅（μm），A_e 为东西方向的最大振幅（μm），Δ 为震中距离（km），H 为震源的深度（km），$\beta_D(\Delta,H)$ 是称为距离衰减项震中距离 Δ 以及深度 H 的函数，H 为较小时与公式（A3.5.1a）整合。公式（A3.5.1a）也被称为坪井公式。

地震的能量 $E(J)$ 和震级 M 之间存在的大体关系为

$$\log E=4.8+1.5M \tag{A3.5.2}$$

通过以上公式，可以知道震级每增加 1 级而能量则增加 32 倍；震级每增加 2 级而能量则增加 1000 倍。

表-A3.5.1 地震震级的解说（出处 2）

名称		M	地震的概略(浅源地震的情况)	发生频度
大地震	巨大地震	9	数 100～1000km 的范围内产生大的地壳变动，广域大灾害、大海啸	没有发生在日本附近的记录
			内陆发生经过广域大灾害，海底发生大海啸	10 年 1 次左右
		8	内陆的地震成为大灾害 海底的地震伴随海啸	1 年 1～2 次左右
中地震		7	在震中附近有小伤害。靠近 M7，不同条件可能形成大伤害	1 年 10～15 次左右
		6		
		5	受害较少，根据条件的不同在震中附近有伤害	1 月 10 次左右
小地震		4	在震中附近有感。震源非常浅，在震中附近有轻微伤害	1 日数次左右
		3	在震中附近有感	1 日数 10 次左右
微小地震		2	震源非常浅的情况，在震中附近极少能感觉	1 小时 10 次左右
		1	人不会感觉到	1 分钟 1～2 次左右
极微小地震		0	人不会感觉到	无数次地发生着
		−1	人不会感觉到	

A3-5-2　烈度

烈度是在地震作用下用某地点地表的摇晃大小来表示的指标。现在气象厅发表的烈度，是根据在日本约 4200 个地点设置的烈度仪（加速度测量仪）的观测值经过数据统计处理后算出的烈度。当地震发生时，根据观测地点的摇晃的大小决定其烈度。气象厅的烈度级从 0 至 7 级，震度 5 级和 6 级有弱和强 2 级之分，所以总计分为 10 个震级。如表-A3. 5. 2 所示，为由气象厅震度级的测量烈度和震级以及与建筑物的关系的解说部分的概要。烈度是通过烈度仪的观测值，并不是由上述表格记述现象而决定的。此表加速度的大致标准是，1996 年以前的气象厅旧烈度和加速度的关系（河角公式：最大加速度$=0.45\times10^{0.5\times 烈度}$，但烈度 7 级时为 400Gal 以上）仅供参考，与现在的气象厅震级没有直接的关系。

表-A3. 5. 2　气象厅烈度关联解说表（概要）[4]

烈度等级（测量烈度）	解说表(人・室内的状况・木造建筑物・钢筋混凝土造建筑物)	加速度的大致标准
0（0～0. 4）	・人感不到摇晃	0. 8Gal 以下
1（0. 5～1. 4）	・室内的一部分人，觉得一点点的摇晃	0. 8～2. 5Gal
2（1. 5～2. 4）	・在室内的很多人，觉得摇晃。睡的一部分人会醒 ・电灯等吊的东西，仅仅摇曳	2. 5～8. 0Gal
3（2. 5～3. 4）	・在室内的大部分人觉得摇晃，有恐惧心理的人也有 ・架子上餐具类，有摇晃的声音	8. 0～25Gal
4（3. 5～4. 4）	・有相当的恐惧心理，一部分人会产生避难的行动。睡着的大部分人会醒 ・悬挂低的物品很大地摇曳，架子有的餐具类发出声音。也有使用时间久的东西会倒塌	25～80Gal
5 弱（4. 5～4. 9）	・许多人，打算安排身体的安全。一部分人对行动感到障碍 ・悬挂低的物品激烈地摇曳，架子上的餐具类、书架的书有跌落。放的不稳的很多东西倾倒，家具有移动 ・耐震性低的住宅，有墙和柱损坏 ・耐震性低的建筑物、墙等产生裂缝	80～250Gal
5 弱（5. 0～5. 4）	・感到非常的恐怖。许多人对行动感到障碍 ・架子上有的餐具类，书架的很多书掉下来。电视有从台桌上掉下。衣橱等沉重的家具倒下。通过变形门有变得打不开。一部分的门脱落 ・耐震性低的住宅，有墙和柱相当的损坏，倾斜 ・耐震性低的建筑物，墙、梁、柱等有产生大的裂缝。耐震性高的建筑物，墙等也产生裂缝	
6 弱（5. 5～5. 9）	・站立变得困难 ・没固定的很多沉重家具移动，跌倒。较多门不能打开 ・抗震性低的住宅有倒塌，耐震性高的住宅也有墙和柱损坏 ・抗震性低的建筑物，有墙和柱破坏。抗震性高的建筑物，墙、梁、柱等也有产生大的裂缝	250～400Gal
6 弱（6. 0～6. 4）	・不能站立，不能动也不能爬 ・没固定的沉重家具大部分移动、跌倒，门有脱离 ・耐震性低的住宅，倒塌的多；耐震性高的住宅，墙和柱也有相当的损坏 ・耐震性低的建筑物，有倒塌；耐震性高的建筑物，墙和柱也有破坏	

续表

烈度等级（测量烈度）	解说表(人·室内的状况·木造建筑物·钢筋混凝土造建筑物)	加速度的大致标准
7 (6.5～)	·在摇晃里颠簸，有自己的意识却不能行动 ·大部分的家具很大地移动，有抛出的东西 ·耐震性高的住宅和建筑物，也有倾斜、很大地破坏。	400Gal 以上

A3-6 钢材的屈服比和结构主架构的塑性延性能力

通过钢材的拉伸试验得到的如图-A3.6.1 所示的屈服比 Y（屈服强度[注1] σ_y/张拉强度 σ_u）的数值，是钢结构的破坏强度设计（保有水平承载力的计算和极限承载力计算的安全极限的验算等）中的重要参数之一。这是因为，如果使用屈服比接近 1.0 的钢材时，其构件的塑性变形能力会降低，不能期待结构主要架构的破坏承载力的上升。

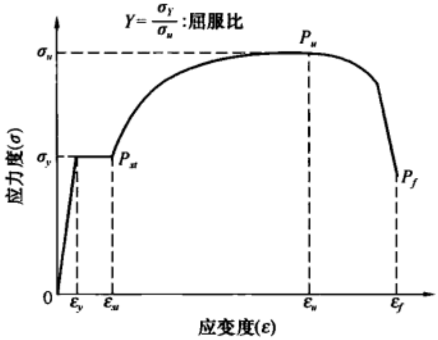


图-A3.6.1　软钢的典型的应力度-应变度关系（出处 3）

以下，对简单的结构模型及其特性进行阐述。首先，如图-A3.6.2 所示考虑构件端部由高强螺栓连接张拉构件的结构模型。这里，比较构件的截面形状完全相同，采用屈服比为 0.5 的钢材（屈服强度 $\sigma_{y1}=250\text{N/mm}^2$，张拉强度 $\sigma_{u1}=500\text{N/mm}^2$，屈服比 $Y_1=0.5$）为构件 1 和使用屈服比为 0.8 的钢材（屈服强度 $\sigma_{y2}=400\text{N/mm}^2$，张拉强度 $\sigma_{u2}=500\text{N/mm}^2$，屈服比 $Y_2=0.8$）为构件 2 作比较。上述构件由于在螺栓孔处出现截面开孔而变弱，此部分发生破坏，其最大张拉承载力 T_{max} 也由此决定。将 T_{max}/A_n 的张拉强度 σ_u 的截面面积 A_n 作为有效截面面积。螺栓孔周边的应力度变化较大并处于多轴应力状态而使应力度分布变得复杂。通过实验我们能知道因为钢材是具有延性的材料，A_n 的数值并不等于拉伸构件轴部截面积 A_g 减去螺栓孔开孔面积的数值。

当达到最大荷载 T_{max} 时，拉伸构件的轴部方向是否出现屈服，取决于塑性化领域的大小而发生显著差异。当拉伸构件的轴部较长时，发生屈服的塑性化领域仅局限在螺栓孔周边而不扩散。拉伸构件在轴部方向发生塑性化的条件是，

$$A_n \cdot \sigma_u \geqslant A_g \cdot \sigma_y \tag{A3.6.1}$$

当变形成

$$\frac{A_n}{A_g} \geqslant Y \tag{A3.6.2}$$

这里，假定拉伸构件为板宽 200mm，厚度为 9mm 的平钢条，端部有 6 个 M22 的螺栓孔，

$d=24\text{mm}$，如图-A3.6.3 所示。

$$A_g = 200\times 9 = 1800\text{mm}^2,\ A_n = (200-2\times 24)\times 9 = 1368\text{mm}^2$$

$$T_{\max} = 1368\times 500 = 684{,}000\text{N},\ \sigma_g = \frac{684{,}000}{1368} = 380\text{N/mm}^2$$

所以，构件 1：$\sigma_g = 380 > \sigma_{y1} = 250\ \text{N/mm}^2$，构件 2：$\sigma_g = 380 < \sigma_{y2} = 400\text{N/mm}^2$

进而，构件 1：$\dfrac{A_n}{A_g} = \dfrac{1368}{1800} = 0.76 > Y_1 = 0.5$，构件 2：$\dfrac{A_n}{A_g} = \dfrac{1368}{1800} = 0.76 < Y_2 = 0.8$

即，因为最大荷载作用时的轴部方向应力度为 380N/mm²，构件 1 的轴部方向已经屈服，而构件 2 轴部方向的应力还在弹性范围以内。如上所述，钢材原本是具有延性的材料，当不满足公式（A3.6.2）的拉伸构件最大荷载时其塑性化领域不能扩大，仅局限封闭在螺栓孔的周围。因此，作为结构主架构整体延性很低，发生脆性破坏。

图-A.6.3 表示了将拉伸支撑配置在轴组架构的变形模式。这里，使用了屈服比为 0.5 的钢材（构件 1），支撑的轴部方向沿构件整个长度发生屈服，比使用屈服比 0.8（构件 2）支撑的架构的变形能力要大很多。

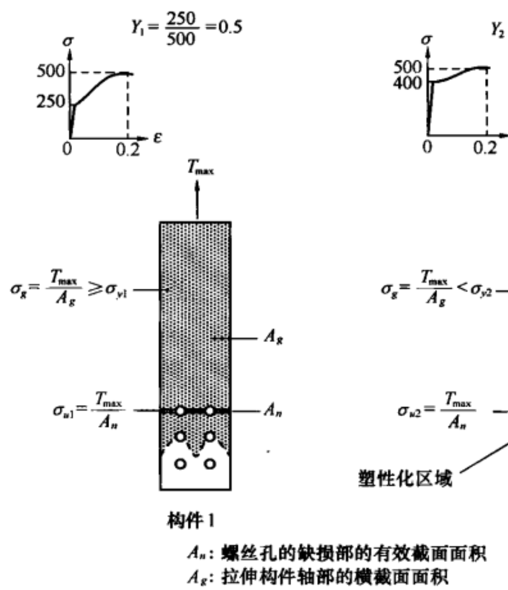


图-A3.6.2　端部有螺丝孔的拉伸构件的结构模型（出处 3）

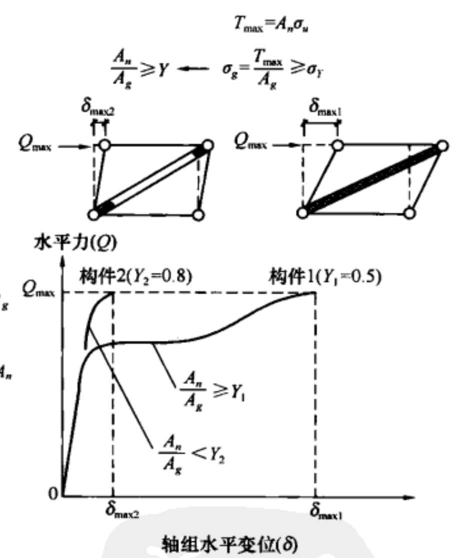


图-A3.6.3　由拉伸支撑构件组成框架结构的塑性变形能力（出处 3）

其次，图-A3.6.4 所示为 H 形截面的挑梁结构模型。同样，将屈服比为 0.5 和 0.8 的构件 1 和构件 2 作比较。为了简化，假定不发生失稳、超静定破坏等现象。同时也不考虑剪切变形。构件的变形采用平面假定，最大荷载是在构件左端的固定部分达到 $M_{\max}\approx\sigma_u\cdot Z_p$（$Z_p$ 为塑性截面系数，σ_u 为张拉强度）时形成，并且构件 1 和构件 2 相同。此时，构件 1 和构件 2 的屈服弯矩 $M_y = Z\cdot\sigma_y$（Z 为截面系数，σ_y 为屈服强度）发生位置不同，屈服比小的构件 1 的位

置距固定端有相当距离。即，构件 1 的塑性化领域比构件 2 要大。梁端部的挠度 δ_{max} 可以根据莫尔定理简单求解。依此类推，也能知道塑性变形能力依存钢材的屈服比 Y 而变化。

图-A3.6.5 表现了框架结构的破坏机理和最大承载力上升的模式。因为建筑结构为超静定次数较高的框架居多，超静定结构的超静定次数发生塑性铰就形成超静定结构，迎来破坏承载力。最初所发生的塑性铰部分，依次形成的塑性铰能转动，进而必须能保持持续的转动。所以，各塑性铰各自的转动的大小不同而迎来最终状态。此时，因为塑性铰的转动能量有限，如果当最初形成的塑性铰发生了早期破坏，势必造成此架构达不到预期的最终承载力而中途破坏。对于上述此种架构的全体举动，作为其原因可以理解为是钢材的屈服比 Y 的作用。

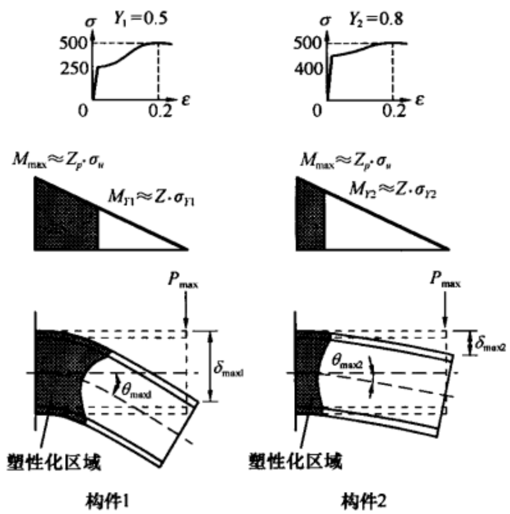


图-A3.6.4　H 形截面的挑梁的塑性变形能力（出处 3）

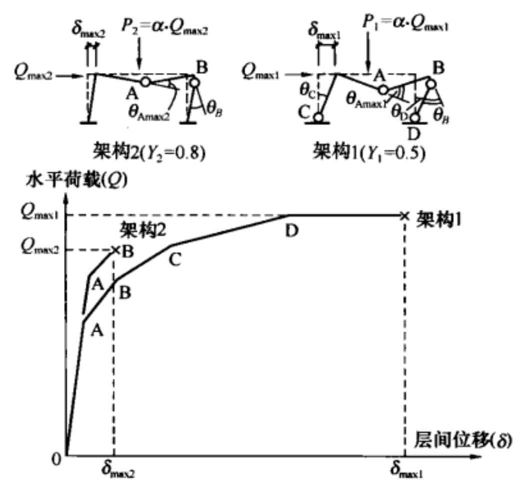


图-A3.6.5　刚架的破坏机理和最大承载力（出处 3）

A3-7　影响钢材性能的化学成分

钢材的特性，在制钢过程中根据所定的化学成分和轧制工序以及热处理采用方法等会对金属的形态产生很大影响。首先，根据设计方提出的结构用钢材的所要求性能，选择化学成分范围的设定和轧制・热处理制造工序进行制造。

由铁矿石熔融还原成生铁中，因为除了 Fe 以外包含了 C，Si，Mn，P，S 等，所以精炼后的钢铁的主要成分为上述 6 种元素。其中，不纯物质 P（磷）使钢材变脆；因为 S（硫）含量太高后高温时会变脆，所以其含量越低越好。作为气体成分包括氢、氧、氮等。

【碳素】控制钢材强度的方法，最容易的就是调节碳素的含量。通过调节碳素量以后制作

出来的钢材称为碳素钢或者普通钢。在钢铁中含有碳素量非常低的工业用纯铁中，在室温固溶的碳素 C 从 0.008%程度开始，将 C=0～0.008%的范围为铁（Iron），C=0.008～2.0%为钢（Steel），C=2.0%～6.67%为铸铁（Cast Iron）进行区分。这里，钢是具有纯铁的延性和铸铁的强度，达到二者平衡的出色材料，被作为结构材料大量使用。进而，根据钢铁中的碳素含量，细分为极软钢（C≤0.12%，薄钢板和镀锌铁板等），软钢（0.12<C≤0.30%，Mild Steel），硬钢（0.30<C≤0.50%，车辆、齿轮、弹簧等），极硬钢（0.50<C≰0.90%，轨道、钢索等）。其中，软钢是最一般的碳素钢，广泛应用在建筑、造船、桥梁、锅炉等结构中。为了作为结构用钢材而考虑确保其焊接强度，碳素的含量约保持在 0.06%～0.23%。

【磷和硫】如前所述，磷（P）和硫（S）为不纯物质，应尽量减少。特别是磷（P），会引起钢材以及焊接部分的韧性劣化。曾有数据显示，磷的含量增加 0.01%，迁移温度约上升 30℃，并且 P 为易分散元素，当焊接部分受焊热接影响而形成硬化组织会引起焊接龟裂的危险性。但因为具有耐腐蚀性，所以在耐腐蚀性钢材中被添加。

硫，是称为微细硫化锰（MnS）的非金属介质夹杂在轧制方向延伸，并形成层状组织引起板厚度方向的延性劣化。为了减小在板厚方向的挤压率而降低抗层状特性。所以，规定 SN 材 B 种类的 S 含量在 0.015%以下，SN 材的 C 种类在 0.008%以下。

【硅和锰】硅作为脱酸剂添加上限为 0.6%，目的是为防止焊接性的破坏以提高其强度和韧性。而锰虽然不能组织焊接性的破坏但能提高强度和韧性，所以取代增加碳素（C）加入锰以提高强度。此种钢材称为 Si－Mn 系列高强钢。

【氢和氮】氢（H）在制钢工艺和铸造工艺中侵入钢材，引起氢脆性开裂等内部缺陷，是焊接时的低温开裂和滞后破坏的原因。脱氢管理特别重要，氢会生成氢化铝（AlH），虽然对结晶粒的微细化有效，但钢材的塑性变形随着时间的推移，伴随强度上升而韧性降低，是应变时效产生的原因。所以，对冷轧成型方钢管等，氢的含量有规定。

【合金元素】在钢材中加入铜（Cu），镍（Ni），铬（Cr），钼（Mo），钒（V），铌（Nb），钛（Ti），硼（B）等特殊元素的合金钢。

A3-8　钢材的焊接性和化学成分(碳素当量和焊接裂纹敏感性)

判断钢材焊接性的指标之一，是焊接热影响部 HAZ（Heat Affected Zone）的开裂。其称为通常在 200℃以下发生的低温开裂，是发生①HAZ 的硬化，②氢脆化，③收缩的原因。其中，HAZ 的硬化性受钢材的化学成分，其中碳素的含量影响为最大。加上碳素以外的元素，其影响度以碳素量换算成碳素当量，在 JIS G 3136（建筑结构用轧制钢材）中采用以下公式：

$$C_{eq}=\mathrm{C}+\frac{\mathrm{Mn}}{6}+\frac{\mathrm{Si}}{24}+\frac{\mathrm{Ni}}{40}+\frac{\mathrm{Cr}}{5}+\frac{\mathrm{Mo}}{4}+\frac{\mathrm{V}}{14}\quad(\%)\qquad\text{(A3.8.1)}$$

碳素当量（C_{eq}）与 HAZ 最高硬度有如图-A3.8.1 所示的关系，能通过碳素当量推测焊接热影响部分的大约的最高硬度。最高硬度和焊接开裂关系很大，软钢和 600N/mm^2 级钢以下

的高强度钢材，应考虑最高硬度要维持在 350Hv 以下时才能焊接。

对此而言，考虑扩散性氢和焊接部的约束程度，在推测预热温度时也利用焊接裂纹敏感性指数（P_W），在计算焊接裂纹敏感性（P_{CM}）时使用。

$$P_W = P_{CM} + \frac{R_F}{4,000} + \frac{H}{60} \quad (\%) \tag{A3. 8. 2}$$

$$P_{CM} = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Cu}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + 5B \quad (\%) \tag{A3. 8. 3}$$

这里，H 是通过甘油置换法测定的焊接金属的扩散氢气体量（ml/100g），R_F 是焊接拼接的约束度（kgf/mm・mm）。并且，碳素当量（C_{eq}）和焊接裂纹敏感性（P_{CM}）有如图-A3. 8. 2 所示关系。

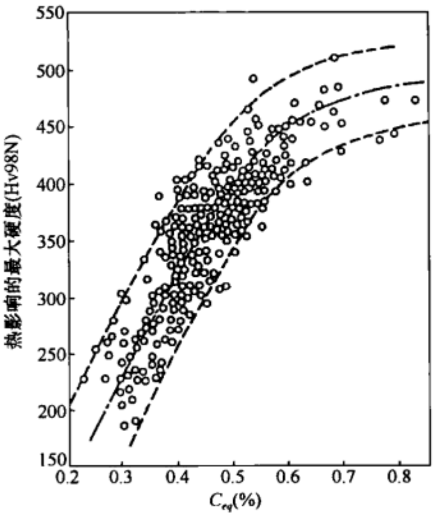


图-A3. 8. 1　C_{eq} 和焊接热影响部的最大硬度的关系（出处 4）

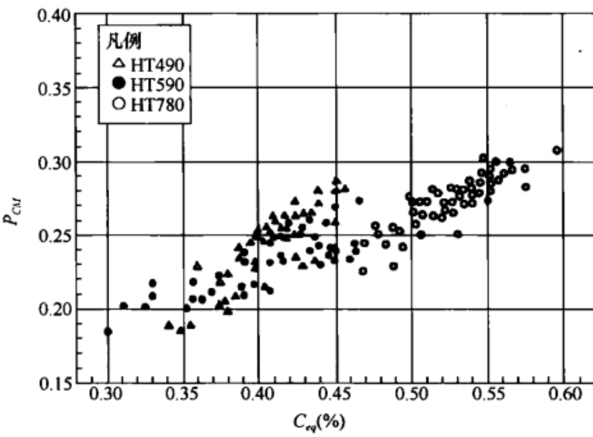


图-A3. 8. 2　C_{eq} 值和 P_{CM} 值的关系（出处 4）

A3-9　钢材的韧性和破坏

钢材的延性是随着温度而变化。即，钢材能伴随温度上升像麦芽糖一样伸长。此延性是通过金属的结晶滑移而产生的塑性变形引起的。塑性变形发生较大剪切滑移时会发生缺陷，其缺陷的连接就形成龟裂，进而破坏。此种破坏面为延性破坏面称为剪切型破坏；相反，温度降低时延性减小，发生如玻璃那样的脆性破坏，此种破坏面为脆性破坏面，称为爆裂型破坏。因为脆性破坏的破坏传播在声速以上，在钢材中脆性破坏达到时速数公里时，就会发生极其危险的破坏。

钢结构的构件或者连接部分有应力集中部分，当受到外力作用下产生变形时此部分是否会成为脆性破坏的始点被认为此种钢材是否具有韧性。调查钢材的韧性在工学上的简便方法，即夏比冲击试验（JIS Z2202）。通常，使用如图-A3.9.1所示有V形缺口的试验片，在如图-A3.9.2所示的试验机上通过冲击测定其破坏特性。这是在拉伸试验中测量不到的钢材的材质特性。特别是缺口感受性和应变速度，对于敏感的脆性破坏抵抗力以能量吸收能来评价，称为韧性值（Toughness）。此冲击试验通过改变试验温度，得到如图-A3.9.3所示试验结果。一般此结果都用温度和吸收能量（J）或者是温度和破坏面的脆性破坏面率来表示。从此图可以知道，随着试验温度的降低，从延性破坏向脆性破坏演变。此种曲线称为演变曲线。将延性破坏时吸收能量和脆性破坏时吸收能量的平均值的试验温度称为能量迁移温度 vT_{rE}，将脆性破坏面发生50%时的温度称为破坏面迁移温度 vT_{rS}，无论哪个都是表示材质特性的参数。对钢材有韧性要求时，JIS规格对夏比冲击值有所规定。但通过迁移曲线或者迁移温度来求解时需要大量的试验片，一般都采用某试验温度（例如0℃）时的吸收能量 vE_0(J) 来代表。

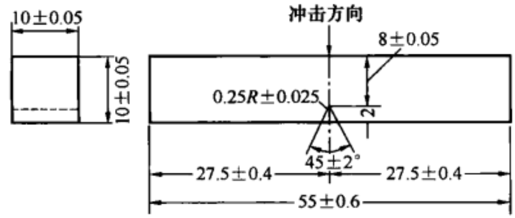


图-A3.9.1　V形缺口试验片

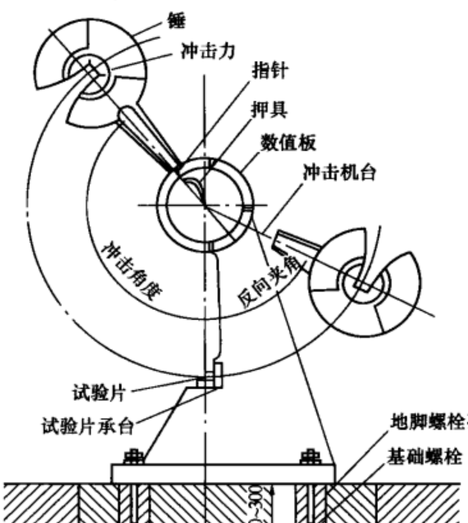


图-A3.9.2　冲击试验机（出处5）

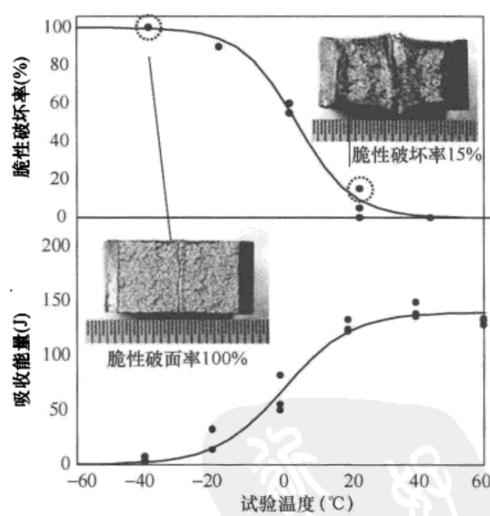


图-A3.9.3　演变曲线（出处3）

出处

1　柴田明德：最新耐震構造解析(第2版)最新建築学シリーズ，2003，森北出版(株)

2　(独)防災科学技術研究所：地震の基礎知識とその観測(ホームページ)，
http：//www. hinet. bosai. go. jp/about _ earthquake/，2008

3　日本鋼構造協会编：わかりやすい鉄骨の構造設計(第三版)，技報堂出版(株)

4 (社)日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007JSSC 溶接割れ研究班報告，JSSC vol. 8，No. 80
5 (財)日本規格協会：JIS B 7222：1999

参考文献

1) (社)日本建築学会：(SI 単位版)鋼構造限界状態設計指針・同解説，2002
2) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版(株)，1981 年
3) (独)防災科学技術研究所：地震の基礎知識とその観測(ホームページ)，http://www.hinet.bosai.go.jp/about-earthquake/，2008
4) 気象庁：(ホームページ)気象庁震度階級関連解説表，2008

PDG

作者介绍

青木博文

1963 年 3 月　　横滨国立大学工学部建筑学科毕业
1969 年 3 月　　东京大学大学院工学系研究科建筑学专业博士毕业(工学博士)
1969 年 6 月　　横滨国立大学讲师
1971 年 3 月　　横滨国立大学副教授
1981 年 3 月　　横滨国立大学教授
2006 年 3 月　　退休
2006 年 4 月　　国立大学法人 横滨国立大学名誉教授

(财团法人)日本建筑中心职务履历:
钢结构专业委员会委员长(1993 年 4 月～2000 年 5 月)
钢结构住宅结构审查·评审委员会委员长(2000 年 6 月～2006 年 3 月)
施工图审批检查业务·结构计算合理性判定业务监察委员会委员长(2007 年 6 月～)

获奖　　日本焊接协会业绩奖(2005 年)·功劳奖(2008 年)

细泽　治

1974 年 3 月　　横滨国立大学工学部建筑学科毕业
1976 年 3 月　　横滨国立大学大学院工学研究科建筑学专业硕士毕业
1976 年 4 月　　大成建设株式会社设计部
2003 年 4 月　　大成建设株式会社设计本部结构设计总工程师
2007 年 4 月～　大成建设株式会社设计本部副本部长
主要作品　　神户时装广场、小松穹顶、札幌都市穹顶、札幌穹顶
下北穹顶、埼玉巨型竞技场(技术协助)
获奖　　日本建筑结构技术者协会奖(2001 年)、日本结构设计奖·松井源吾特别奖(2008 年)、日本建筑学会奖(2010 年)

成原弘之

1981 年 3 月　　横滨国立大学工学部建筑学科毕业
1983 年 3 月　　横滨国立大学大学院工学研究科建筑学专业硕士毕业
1983 年 4 月　　大成建设株式会社技术研究所
2000 年 3 月　　取得横滨国立大学(工学)博士
2007 年 7 月～　大成建设株式会社技术研究所建筑结构工法研究室结构主任工程师
获奖　　日本建筑学会奖(1996 年)

译者介绍

福荣　昇　　(E-mail：fukueinoboru@hotmail. com)
1982 年 8 月　　中国甘肃工业大学工民建专业毕业
1982 年 9 月　　中国机械工业部第二设计研究院
1992 年 3 月　　横滨国立大学大学院工学研究科建筑抗震设计专业硕士毕业
1992 年 4 月　　日本三井建设株式会社设计本部结构设计部
2001 年 4 月　　日本三井住友建设株式会社设计本部结构设计部设计科长
2004 年 10 月～　开智建筑技术咨询(上海)有限公司总经理